

ESTUDO DE SOLUÇÕES DE REFORÇO DE PASSAGENS HIDRÁULICAS CONSTITUÍDAS POR PERFIS DE CHAPA DE AÇO CORRUGADO

ANA TERESA FERREIRA DE SOUSA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

JUNHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais, à minha Família e a todos os que me ajudaram a crescer

ad Astra per Aspera
(através das adversidades até às estrelas)

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Nelson Vila Pouca pelo apoio e diretrizes dadas durante a realização desta dissertação.

Aos meus Pais e Irmão por todo o apoio e paciência nos meus momentos de stress ao longo destes cinco anos, tal como em toda a minha vida.

À minha Família por todos os momentos de carinho e ternura que me dão ânimo para continuar a crescer.

Ao António por me fazer sempre ver que as coisas não são tão complicadas como eu as penso, sem no entanto me deixar relaxar demasiado.

À Margarida, à Ana e à Francisca por sempre terem percebido a minha falta de tempo e me apoiarem sempre em todo o meu caminho.

À Cláudia, ao João, ao Paulo, ao Gonçalo e à Adriana por estudarem comigo, ouvirem os meus dramas, me fazerem sorrir e também chorar quando foi preciso.

Por último mas não menos importante, a todos os que se cruzaram comigo neste percurso e deixaram a sua marca na minha vida e na minha maneira de ser. Durante estes anos tenho o orgulho de poder dizer que aprendi muito e com muitas pessoas, mesmo com quem não estava à espera de aprender, e foram todas elas que fizeram de mim o que sou hoje.

RESUMO

As estruturas de aço corrugado, especificamente as que são empregues para constituir passagens hidráulicas, encontram-se regularmente implementadas para permitir o atravessamento inferior de vias rodoviárias. No entanto, este material sofre graus elevados de corrosão quando exposto a agentes que lhe são agressivos, os quais se encontram frequentemente na água que corre por estas passagens. Devido a este fenómeno, as estruturas precisam muitas vezes de ser reforçadas para ampliar o tempo de vida útil das mesmas.

Neste seguimento, pretende-se estudar no presente trabalho aspetos particulares referentes a este tipo de estruturas, nomeadamente a interação solo-estrutura e o efeito do faseamento construtivo aplicado ao reforço destas estruturas.

De maneira a compreender plenamente o funcionamento deste sistema solo-estrutura foi realizado um estudo com vários parâmetros variáveis, designadamente deformabilidade do solo, altura do mesmo acima da estrutura e carregamento aplicado.

Sendo o principal objetivo desta dissertação o estudo do reforço de passagens hidráulicas constituídas por aço corrugado é, ao longo desta, estudado o comportamento da estrutura de reforço em betão armado e sua interação com a estrutura metálica, formando assim uma estrutura reforçada. Para analisar esta interação foram tidos em conta os efeitos do faseamento construtivo devido a serem, assim, obtidos resultados o mais realistas possível.

É ainda mostrada a influência do faseamento construtivo no dimensionamento da estrutura de reforço, em detrimento de uma análise linear desta estrutura isolada.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas de Aço Corrugado, Passagens Hidráulicas, Reforço Estrutural, Faseamento Construtivo, Betão Armado.

ABSTRACT

Corrugated steel structures, specifically employed to compose culverts, are regularly implemented to permit the undercrossing of roads.

However, this material experiences high degrees of corrosion when exposed to aggressive agents, which are often found in the water flowing through these culverts. Due to this phenomenon structures often need to be reinforced to increase the lifetime of these culverts.

Because of this need it's intended to be studied in this work some particular aspects related to this type of structures, specifically the soil-structure interaction and the effect of the staged construction applied to the reinforcing of these structures.

In order to fully understand the behavior of this soil-structure system a study was conducted with several variable parameters, in particular the elasticity of the soil, the height of the soil and the type of load applied.

Given that the main purpose of this dissertation is the study of the reinforcement of corrugated steel culverts, it's studied the behavior of the reinforcing structure in reinforced concrete and its interaction with the metal structure, consequently forming a reinforced structure. To analyze this interaction it was took into account the effects of staged construction to obtain results as realistic as possible.

It is lastly shown the influence of the staged construction in the design of the reinforcing structure over a linear analysis of this structure alone.

KEYWORDS: Corrugated Steel Structures, Culverts, Structural Reinforcement, Staged Construction, Reinforced Concrete.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
 1 Introdução	 1
1.1. ASPETOS GERAIS.....	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
 2 Passagens hidráulicas constituídas por perfis de chapa de aço corrugado	 5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. FUNCIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	5
2.3. OUTROS TIPOS DE PASSAGENS HIDRÁULICAS	6
2.3.1. BOX CULVERT	6
2.3.2. TUBOS PRÉ-FABRICADOS DE BETÃO	7
2.4. UTILIZAÇÃO DA TIPOLOGIA	7
2.4.1. PROBLEMAS DAS ESTRUTURAS NÃO REABILITADAS/REFORÇADAS	8
2.5. PATOLOGIAS	9
2.5.1. VAZIOS NO SOLO ENVOLVENTE	9
2.5.2. CORROSÃO DO AÇO CORRUGADO	9
2.5.3. DEFORMAÇÃO DA ESTRUTURA.....	10
2.5.4. DETERIORAÇÃO DO LEITO	10
2.6. REABILITAÇÃO E REFORÇO	11
2.6.1. REABILITAÇÃO DO SOLO	11
2.6.2. REFORÇO COM BETÃO EM TODA A SECÇÃO	11
2.6.2.1. Betão Armado	12
2.6.2.2. Betão Projetado.....	12
2.6.3. REFORÇO COM BETÃO ARMADO NO LEITO DA PASSAGEM HIDRÁULICA	13
2.6.4. REFORÇO COM PRÉ-FABRICADOS	14
2.6.4.1. Pré-fabricados de Betão.....	14
2.6.4.2. Estruturas de Aço Corrugado.....	15
2.6.4.3. Tubos de Polietileno.....	16

2.6.5. EXEMPLO DE UMA ESTRUTURA REFORÇADA	17
---	----

3 Estudo do comportamento de passagens hidráulicas de aço corrugado

19

3.1. INTRODUÇÃO	19
------------------------------	-----------

3.2. DESCRIÇÃO DOS MODELOS DESENVOLVIDOS	19
---	-----------

3.2.1. MODELO BIDIMENSIONAL	19
-----------------------------------	----

3.2.2. MODELO TRIDIMENSIONAL	21
------------------------------------	----

3.3. VARIAÇÃO DA DEFORMABILIDADE DO SOLO	22
---	-----------

3.3.1. EFEITOS DEVIDO À AÇÃO DO PESO PRÓPRIO	23
--	----

3.3.1.1. Tensões no Solo.....	23
-------------------------------	----

3.3.1.2. Esforço Axial na Estrutura	26
---	----

3.3.2. EFEITOS DEVIDO À AÇÃO DE UMA CARGA PONTUAL CENTRAL	27
---	----

3.3.2.1. Tensões no Solo.....	27
-------------------------------	----

3.3.2.2. Esforço Axial na Estrutura	30
---	----

3.3.2.3. Momentos Fletores na Estrutura	30
---	----

3.3.3. EFEITOS DEVIDO À AÇÃO DE UMA CARGA PONTUAL LATERAL.....	31
--	----

3.3.3.1. Tensões no Solo.....	31
-------------------------------	----

3.3.3.2. Esforço Axial na Estrutura	34
---	----

3.3.3.3. Momentos Fletores na Estrutura	34
---	----

3.4. VARIAÇÃO DA ALTURA DE ATERRO	35
--	-----------

3.4.1. EFEITOS DEVIDO À AÇÃO DO PESO PRÓPRIO	36
--	----

3.4.1.1. Tensões no Solo.....	36
-------------------------------	----

3.4.1.2. Esforço axial na Estrutura	38
---	----

3.4.2. EFEITOS DEVIDO À AÇÃO DE UMA CARGA PONTUAL CENTRAL	40
---	----

3.4.2.1. Tensões no Solo.....	40
-------------------------------	----

3.4.2.2. Esforço Axial na Estrutura	41
---	----

3.4.2.3. Momentos Fletores na Estrutura	42
---	----

3.4.3. EFEITOS DEVIDO À AÇÃO DE UMA CARGA PONTUAL LATERAL.....	43
--	----

3.4.3.1. Tensões no Solo.....	44
-------------------------------	----

3.4.3.2. Esforço Axial na Estrutura	45
---	----

3.4.3.3. Momentos Fletores na Estrutura	46
---	----

3.4.4. EFEITOS DEVIDO À AÇÃO DA CARGA DE UM VEÍCULO	47
---	----

4 Estudo do comportamento de passagens hidráulicas reforçadas, com danificação do aço corrugado	49
4.1. INTRODUÇÃO	49
4.2. ANÁLISE LINEAR	49
4.3. ANÁLISE COM FASEAMENTO CONSTRUTIVO	51
4.3.1. ESTRUTURA REFORÇADA SEM DANO NO AÇO CORRUGADO.....	52
4.3.2. EVOLUÇÃO DO DANO NO AÇO CORRUGADO.....	53
4.3.3. ESTRUTURA REFORÇADA COM A ESTRUTURA DE AÇO CORRUGADA TOTALMENTE DANIFICADA	56
4.3.4. COMPARAÇÃO COM A ANÁLISE LINEAR.....	57
4.4. AÇÃO DE SOBRECARGAS REGULAMENTARES	58
4.4.1. EQUIVALÊNCIA DAS AÇÕES DA CARGA DO VEÍCULO TIPO	58
4.4.2. COMPARAÇÃO DA AÇÃO DA CARGA DE FACA COM A AÇÃO DO VEÍCULO TIPO.....	60
4.4.2.1. Estrutura sem dano no aço corrugado.....	61
4.4.2.2. Evolução do dano no aço corrugado	61
4.4.2.3. Estrutura com o aço corrugado totalmente danificado	63
4.5. COMPARAÇÃO DE DOIS CASOS EXTREMOS DE DIMENSIONAMENTO	64
5 Conclusão	67
5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	67
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	68
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1. - Exemplos de passagens hidráulicas de aço corrugado, à esquerda, em funcionamento e, à direita, em construção	5
Fig. 2.2. - Comportamento das tensões no solo na interação solo-estrutura (State of Queensland 2015)	6
Fig. 2.3. - Aduelas de Box Culvert pré-fabricadas de secção retangular	7
Fig. 2.4. - Passagem hidráulica constituída por um tubo pré-fabricado de betão	7
Fig. 2.5. - À esquerda, vista geral da passagem hidráulica do km 9+800 da A14 e, à direita, o estado de corrosão da mesma aquando da sua rotura	8
Fig. 2.6. - Estado da via, à esquerda e do interior da estrutura, à direita, após a rotura desta.....	9
Fig. 2.7. - À esquerda, pormenor de corrosão em aço corrugado e, à direita, exemplo de uma estrutura de aço corrugado com um elevado grau de corrosão	10
Fig. 2.8. - Exemplo de deterioração do leito de uma passagem hidráulica de aço corrugado (Thompson 2010)	11
Fig. 2.9. - Exemplo de uma estrutura reforçada com betão armado realizado <i>in situ</i>	12
Fig. 2.10. - Reforço com betão projetado a ser realizado manualmente	13
Fig. 2.11. - Estrutura reforçada com betão armado apenas no seu leito.....	14
Fig. 2.12. - Estrutura reforçada com um tubo pré-fabricado de betão	15
Fig. 2.13. - Estrutura reforçada utilizando outra estrutura de aço corrugado	16
Fig. 2.14. - Tubo de Polietileno utilizado para reforço de passagens hidráulicas de aço corrugado ...	16
Fig. 2.15. - Vista de jusante da passagem hidráulica no IP3.....	17
Fig. 2.16. - Patologias encontradas na passagem hidráulica e reforçar.....	18
Fig. 3.1. - Pormenor da geometria do modelo bidimensional	20
Fig. 3.2. - Visão geral da geometria do modelo bidimensional	21
Fig. 3.3. - Visão geral da geometria do modelo tridimensional.....	22
Fig. 3.4. - Geometria dos elementos de casca do modelo tridimensional	22
Fig. 3.5. - Exemplo da distribuição de direções das tensões principais no solo devido à ação do peso próprio	24
Fig. 3.6. - Exemplo da distribuição das tensões principais mínimas, à esquerda, e máximas, à direita, em kPa, no solo, devido à ação do peso próprio	24
Fig. 3.7. - Distribuição das tensões principais mínimas no solo, em kPa, devido à ação do peso próprio para os diferentes casos estudados	25
Fig. 3.8. - Distribuição das tensões principais máximas no solo, em kPa, devido à ação do peso próprio para os diferentes casos estudados	26
Fig. 3.9. - Exemplo de distribuição de esforços axiais da estrutura devido à ação do peso próprio	27
Fig. 3.10. - Exemplo da distribuição de direções das tensões principais no solo devido à ação de uma carga pontual central.....	28

Fig. 3.11. - Exemplo da distribuição das tensões principais mínimas, à esquerda, e máximas, à direita, em kPa, no solo devido à ação de uma carga pontual central	28
Fig. 3.12. - Distribuição das tensões principais mínimas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual central para os diferentes casos estudados	29
Fig. 3.13. - Distribuição das tensões principais máximas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual central para os diferentes casos estudados	29
Fig. 3.14. - Exemplo da distribuição de esforços axiais na estrutura devido à ação de uma carga pontual central	30
Fig. 3.15. - Exemplo da distribuição de momentos fletores na estrutura devido à ação de uma carga pontual central	31
Fig. 3.16. - Exemplo da distribuição das tensões principais no solo devido à ação de uma carga pontual lateral	32
Fig. 3.17. - Exemplo da distribuição das tensões principais mínimas, à esquerda, e máximas, à direita, em kPa, no solo devido à ação de uma carga pontual lateral	32
Fig. 3.18. - Distribuição das tensões principais mínimas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual lateral para os diferentes casos estudados	33
Fig. 3.19. - Distribuição das tensões principais máximas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual lateral para os diferentes casos estudados	33
Fig. 3.20. - Exemplo da distribuição de esforços axiais na estrutura devido à ação de uma carga pontual lateral	34
Fig. 3.21. - Exemplo da distribuição de momentos fletores na estrutura devido à ação de uma carga pontual lateral	35
Fig. 3.22. - Distribuição das tensões principais mínimas no solo, em kPa, devido à ação do peso próprio para as diferentes alturas estudadas	37
Fig. 3.23. - Distribuição das tensões principais máximas no solo, em kPa, devido à ação do peso próprio para as diferentes alturas estudadas	38
Fig. 3.24. - Exemplo de distribuição de esforços axiais da estrutura devido à ação do peso próprio (exemplo da altura mais baixa)	39
Fig. 3.25. - Esforço axial, em kN, devido à ação do peso próprio em função da altura de solo	39
Fig. 3.26. - Distribuição das tensões principais mínimas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual central para as diferentes alturas estudadas	40
Fig. 3.27. - Distribuição das tensões principais máximas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual central para as diferentes alturas estudadas	41
Fig. 3.28. - Distribuição esforços axiais na estrutura devido à ação de uma carga pontual central para as diferentes alturas estudadas	42
Fig. 3.29. - Distribuição momentos fletores na estrutura devido à ação de uma carga pontual central para as diferentes alturas estudadas	43
Fig. 3.30. - Distribuição das tensões principais mínimas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual lateral para as diferentes alturas estudadas	44

Fig. 3.31. - Distribuição das tensões principais máximas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual lateral para as diferentes alturas estudadas	45
Fig. 3.32. - Distribuição esforços axiais na estrutura devido à ação de uma carga pontual lateral para as diferentes alturas estudadas	46
Fig. 3.33. - Distribuição momentos fletores na estrutura devido à ação de uma carga pontual lateral para as diferentes alturas estudadas	47
Fig. 3.34. - Posicionamento e valor das cargas aplicadas para a ação do veículo tipo no modelo tridimensional	48
Fig. 3.35. - Distribuição de esforços axiais, em kN, no modelo tridimensional devido à ação de um veículo tipo, à esquerda, com 5m de solo acima da estrutura e, à direita, com 1m de solo acima da estrutura	48
Fig. 4.1. - Posicionamento e valor das cargas aplicadas, à esquerda, e diagrama de esforços axiais, à direita, para a ação do veículo tipo no modelo bidimensional	59
Fig. 4.2. - Posicionamento e valor das cargas aplicadas, à esquerda, e diagrama de esforços axiais, à direita, para a ação do veículo tipo no modelo tridimensional	59
Fig. 4.3. - Diagrama de esforços axiais no segmento da estrutura onde se encontram os esforços máximos	60
Fig. 4.4. - Posicionamento e valor das cargas aplicadas para a ação do veículo tipo no modelo bidimensional tendo em conta o valor de equivalência β	60

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1. - Propriedades geométricas da secção transversal da chapa de aço corrugado MP152	20
Quadro 3.2. - Módulo de elasticidade do solo, em MPa, para cada uma das camadas dos diferentes casos a estudar	23
Quadro 3.3. - Esquema de distribuição dos módulos de elasticidade do solo para os diferentes casos a estudar.....	23
Quadro 3.4. - Valores máximos de compressão, em kN na estrutura devido à ação do peso próprio para os diferentes casos estudados	27
Quadro 3.5. - Valores máximos de esforço axial na estrutura, em kN, devido à ação de uma carga pontual central para os diferentes casos estudados.....	30
Quadro 3.6. - Valores máximos do momento fletor na estrutura, em kN.m, devido à ação de uma carga pontual central para os diferentes casos estudados.....	31
Quadro 3.7. - Valores máximos do esforço axial na estrutura, em kN, devido à ação de uma carga pontual lateral para os diferentes casos estudados.....	34
Quadro 3.8. - Valores máximos do momento fletor na estrutura, em kN.m, devido à ação de uma carga pontual lateral para os diferentes casos estudados.....	35
Quadro 3.9. - Alturas de solo acima da parte superior da estrutura metálica a serem estudadas.....	36
Quadro 3.10. - Valores máximos de compressão na estrutura, em kN, devido à ação do peso próprio para as diferentes alturas estudadas	39
Quadro 3.11. - Valores máximos de esforço axial na estrutura, em kN, devido à ação de uma carga pontual central para as diferentes alturas de solo estudadas.....	42
Quadro 3.12. - Valores máximos do momento fletor na estrutura, em kN.m, devido à ação de uma carga pontual lateral para as diferentes alturas de solo estudadas.....	43
Quadro 3.13. - Valores máximos de esforço axial na estrutura, em kN, devido à ação de uma carga pontual lateral para as diferentes alturas de solo estudadas.....	46
Quadro 3.14. - Valores máximos do momento fletor na estrutura, em kN.m, devido à ação de uma carga pontual lateral para as diferentes alturas de solo estudadas.....	47
Quadro 4.1. - Esforços axiais e momentos fletores na estrutura de betão armado devido aos diferentes casos de carga e respetivos valores máximos	50
Quadro 4.2. - Representação das diferentes fases da estrutura adotadas no modelo	52
Quadro 4.3. - Esforços axiais e momentos fletores na estrutura de reforçada, analisada tendo em conta o faseamento construtivo, devido aos diferentes casos de carga e respetivos valores máximos no betão - nível 0 de danificação do aço	53
Quadro 4.4. - Diagramas de esforços axiais devido às ações dos diferentes casos de carga nas diferentes situações de danificação do aço corrugado	54
Quadro 4.5. - Diagramas de momentos fletores devido às ações dos diferentes casos de carga nas diferentes situações de danificação do aço corrugado	55

Quadro 4.6. - Esforços axiais e momentos fletores na estrutura de reforçada, analisada com faseamento construtivo, devido aos diferentes casos de carga e respetivos valores máximos - danificação total do aço	56
Quadro 4.7. - Comparação dos esforços axiais e momentos fletores na estrutura reforçada analisada linearmente e com faseamento construtivo	57
Quadro 4.8. - Esforços axiais e momentos fletores na estrutura de reforçada, analisada tendo em conta o faseamento construtivo, devido aos dois tipos de sobrecarga e respetivos valores máximos no betão - nível 0 de danificação do aço	61
Quadro 4.9. - Diagramas de esforços axiais e momentos fletores devido aos dois tipos de sobrecarga nas diferentes situações de danificação do aço corrugado	62
Quadro 4.10. - Esforços axiais e momentos fletores na estrutura de reforçada, analisada tendo em conta o faseamento construtivo, devido aos dois tipos de sobrecarga e respetivos valores máximos - danificação total do aço	63
Quadro 4.11. - Esforços axiais e momentos fletores na secção de betão da estrutura reforçada consoante os dois tipos de análise a estudar	64
Quadro 4.12. - Valores de percentagem de armadura necessários nas situações mais gravosas de cada tipo de análise e valores necessários para conhecer p	65

1

Introdução

1.1. ASPETOS GERAIS

As estruturas de aço corrugado são usadas para realizar atravessamentos inferiores, geralmente de vias rodoviárias, sejam estas de uso pedonal, rodoviário, agrícola ou passagens hidráulicas e adotam geometrias cilíndricas, elípticas, lenticulares ou em arco. Estas estruturas são de construção muito rápida devido a serem compostas por chapas de aço corrugado aparafusadas entre si. Após montadas no local, as estruturas são aterradas ficando a obra pronta para avançar para a construção da via. Tendo estas estruturas uma elevada flexibilidade, tornam-se eficazes devido ao comportamento de interação solo-estrutura não gerar momentos fletores de elevada intensidade.

Este trabalho focaliza-se no estudo de passagens hidráulicas deste tipo. O maior problema destas passagens hidráulicas é atingirem elevados níveis de danificação devido à corrosão das chapas de aço corrugado. Para aumentar o tempo de vida útil destas estruturas é muitas vezes necessário proceder a um reforço das mesmas. Muitos destes tipos de estruturas foram implementados em Portugal e encontram-se a necessitar de reforço. Já sucederam algumas situações de ruína destas estruturas e consequente aluimento das vias que eram atravessadas por estas estruturas. Tais situações põem em risco a segurança dos utilizadores da via e causam o corte do trânsito durante grandes períodos de tempo. Existem várias maneiras de reforçar este tipo de estruturas. Neste trabalho será aprofundado o estudo do reforço destas passagens hidráulicas com betão armado executado *in situ*.

Para se poder projetar uma estrutura de reforço para um destes canais é necessário que previamente se conheça plenamente o comportamento da estrutura existente. Após este conhecimento bem consolidado é importante estudar a estrutura de reforço da maneira mais adequada. Este tipo de situações são normalmente analisadas linearmente tendo em conta apenas o comportamento do betão, no entanto é possível fazer uma análise que tenha em conta os efeitos do faseamento construtivo. Este último tipo de análise reproduz mais fielmente o comportamento da estrutura reforçada devido a incluir os contributos das duas partes da estrutura, de aço corrugado e de betão armado, em cada fase de análise pretendida.

Após o reforço destas estruturas, o tempo de vida útil da passagem hidráulica é aumentado, podendo este aumento passar a ser superior ao tempo de vida útil de uma estrutura nova constituída apenas pela estrutura de reforço.

1.2. OBJETIVOS

Tendo este trabalho uma vertente muito acentuada de projeto, foram desenvolvidos vários modelos de análise de uma passagem hidráulica de aço corrugado utilizando o programa de elementos finitos SAP2000®. A partir destes modelos pretende-se retirar todos os resultados necessários para estudar esta estrutura e o seu reforço. Este trabalho baseia-se num caso real de uma estrutura existente que foi reforçada, não sendo no entanto um trabalho que tenha como objetivo fazer um estudo focalizado sobre um caso concreto, mas sim fazer um estudo mais alargado que possa ser facilmente adaptado a outras estrutura desta tipologia.

Numa primeira fase fez-se um estudo paramétrico com o objetivo de perceber quais são as situações em que a estrutura de aço corrugado se pode encontrar, mais e menos favoráveis ao bom funcionamento desta. Para tal compararam-se os comportamentos resultantes de várias situações de deformabilidade do solo em diferentes camadas e compararam-se também os diferentes comportamentos resultantes da existência de diferentes alturas de solo acima da estrutura. Em todas estas situações os modelos foram solicitados com os mesmos carregamentos, sejam estes, a ação do peso próprio, a ação de uma carga central e a ação de uma carga lateral.

Seguidamente passou-se ao estudo da estrutura reforçada. Nesta fase optou-se por executar dois tipos diferentes de análise para se poder comparar resultados e perceber qual a abordagem mais razoável. A primeira abordagem consiste na análise linear da estrutura de reforço em betão armado isolada, como se de uma estrutura original se tratasse. A segunda abordagem consiste na análise da estrutura reforçada tendo em conta os efeitos do faseamento construtivo e assim contabilizando a influência tanto do betão como do aço. Esta segunda abordagem foi realizada com o objetivo de retratar as várias fases da estrutura reforçada de uma maneira mais fiel à realidade e assim perceber melhor o seu comportamento, ao mesmo tempo que se obtém resultados para a comparação das duas abordagens.

Por último foi estudado o efeito de sobrecargas regulamentares na estrutura reforçada. Foram estudadas as duas situações de sobrecarga consideradas para pontes rodoviárias pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (Diário da República 1983), a ação de um veículo tipo e a ação de uma carga transversal uniformemente distribuída, de maneira a se perceber qual das situações tem mais influência no comportamento da estrutura. Foram ainda executadas duas situações extremas de dimensionamento, isto é, duas abordagens de análise diferentes com resultados díspares, com o objetivo de se compreender melhor os efeitos que a escolha de análise tem no dimensionamento do reforço de betão armado.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho está organizado em cinco capítulos divididos tendo em conta os objetivos anteriormente apresentados, de maneira a simplificar a compreensão e interpretação do trabalho.

No Capítulo 1 faz-se uma introdução ao tema a ser estudado neste trabalho, apresentam-se os objetivos a serem atingidos durante o desenvolvimento do mesmo e explica-se a organização dos capítulos e seu conteúdo.

O Capítulo 2 é constituído pelo enquadramento do tema a estudar. Apresentam-se as passagens hidráulicas de aço corrugado, e seu comportamento, e outras opções construtivas de passagens hidráulicas. Discutem-se os diferentes tipos de patologias que podem surgir nestas estruturas e diferentes maneiras de as reabilitar e reforçar. Expõem-se ainda dois casos concretos de passagens hidráulicas de aço corrugado em Portugal, sendo estes, uma estrutura que foi reforçada e uma estrutura que ruíu.

No Capítulo 3 é feita uma análise aprofundada do comportamento da estrutura de aço corrugado em diferentes situações de deformabilidade do solo envolvente e diferentes alturas de solo acima da estrutura. Em todas as situações o sistema encontra-se sujeito a várias situações de carregamento.

O Capítulo 4 é composto pela comparação dos resultados de dois métodos diferentes de análise da estrutura reforçada. O primeiro método consiste na análise linear da estrutura de reforço em betão armado isolada. O segundo método consiste numa análise que tem em conta os efeitos do faseamento construtivo da estrutura reforçada, tendo em conta o contributo tanto da estrutura de aço corrugado como da estrutura de betão armado e mostrando as consequências da danificação do aço corrugado. Comparam-se também os efeitos de dois tipos de sobrecarga regulamentar na estrutura reforçada, analisada contando com o efeito do faseamento construtivo. A primeira sobrecarga é resultante da ação de um veículo tipo, enquanto que a segunda sobrecarga é uma carga uniformemente distribuída transversal. Para a primeira sobrecarga foi calculado um fator de equivalência entre os resultados do modelo tridimensional e os resultados do modelo bidimensional. Foi ainda feita a comparação de dois possíveis métodos de análise para dimensionamento. Estes representam duas abordagens possíveis mas de resultados muito díspares.

No Capítulo 5 são feitas as considerações finais e conclusões tiradas neste trabalho, assim como são apresentados alguns pontos que pode ser interessante desenvolver em trabalhos futuros.

2

Passagens hidráulicas constituídas por perfis de chapa de aço corrugado

2.1. INTRODUÇÃO

As Passagens Hidráulicas de aço corrugado são estruturas compostas por chapas corrugadas de aço ligadas entre si por parafusos para criar uma geometria tubular, lenticular ou de arco. Podem ter dimensões muito variadas podendo atingir vãos com mais de 7m. Na Fig. 2.1. mostram-se duas passagens desta tipologia, na imagem da esquerda vê-se uma passagem de um canal em funcionamento e na imagem da direita observa-se uma passagem de duplo canal ainda em fase de construção.



Fig. 2.1. - Exemplos de passagens hidráulicas de aço corrugado, à esquerda, em funcionamento e, à direita, em construção

2.2. FUNCIONAMENTO DA ESTRUTURA

As estruturas de aço corrugado são estruturas muito flexíveis, pelo que a pressão do solo envolvente é essencial para a capacidade mobilizadora de cargas das mesmas. Desta forma estas passagens hidráulicas devem ser vistas como sistemas de interação solo-estrutura, e não só como a estrutura de aço isolada. As características e estado do solo têm um grau de importância para o funcionamento deste sistema da mesma ordem de grandeza do grau de importância do estado do aço.

Devido às corrugações da chapa de aço, a estrutura consegue acomodar pequenas deformações na direção longitudinal sem que se gerem tensões significativas na estrutura. Isto faz com que seja possível instalar as estruturas com contra-flecha, para que estas assumam a geometria pretendida após sofrerem as deformações resultantes da ação do peso próprio do aterro por cima destas colocado (National Corrugated Steel Pipe Association 2013). No entanto, deformações concentradas podem causar tensões consideráveis na estrutura, podendo causar anomalias se forem excessivas. As tensões na estrutura provocadas pelo tráfego deixam de ser significativas quando a altura de aterro acima da estrutura excede 5m (New South Wales Government 2009).

A pressão que o solo exerce na estrutura tem direção radial, ou seja direcionada para o centro da estrutura ao longo de toda a sua geometria, provocando assim esforços predominantemente axiais na estrutura. Tais esforços devem-se ao facto da estrutura se tentar deformar em direção ao seu centro quando submetida a uma pressão exterior. Este comportamento é esquematizado na Fig. 2.2..

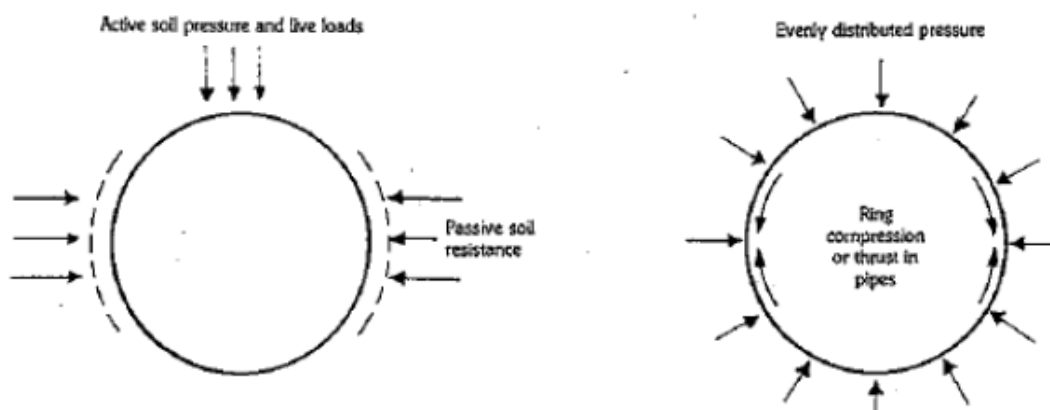


Fig. 2.2. - Comportamento das tensões no solo na interação solo-estrutura (State of Queensland 2015)

Pode-se também perceber, a partir da Fig. 2.2., que a diminuição do diâmetro vertical, e por sua vez o aumento do diâmetro horizontal, infligida pelas cargas aplicadas é contrariada pela pressão lateral do solo, resultando na pressão radial em todo o perímetro da estrutura.

Devido à elevada flexibilidade da estrutura de aço, as deformações que a estrutura sofre no plano transversal, resultantes de pressões não uniformes nesta, resultam em momentos fletores de ordem de grandeza muito reduzida.

2.3. OUTROS TIPOS DE PASSAGENS HIDRÁULICAS

2.3.1. BOX CULVERT

Box Culvert é o termo inglês para designar estruturas enterradas formadas por quadros de betão armado, os quais podem ser pré-fabricados ou betonados *in situ* (Pinto 2008).

Estas estruturas de secção retangular são aplicadas em passagens hidráulicas, passagens inferiores, agrícolas, pedonais e ecológicas.

Quando a opção passa pela utilização de Box Culverts pré-fabricadas, são geralmente utilizados sistemas de aduelas, exceto quando o comprimento da passagem é muito curto. Estas aduelas podem

ter secção retangular ou ter secção em metade de retângulo, onde se juntam duas peças para formar a secção retangular. Na Fig. 2.3. são apresentadas aduelas de Box Culvert pré-fabricadas de secção retangular.



Fig. 2.3. - Aduelas de Box Culvert pré-fabricadas de secção retangular

2.3.2. TUBOS PRÉ-FABRICADOS DE BETÃO

Este tipo de estrutura tem um funcionamento parecido com as estruturas de aço corrugado no que toca à interação solo-estrutura. No que toca à flexibilidade da estrutura podemos dizer que as duas se encontram em extremos opostos. Este tipo de estruturas é muito pouco flexível pelo que não comporta grandes deformações. Este facto faz com que qualquer ínfima deformação, a nível do plano transversal, resulte em momentos flectores de elevada grandeza, o que resulta em trações significativas no betão. Se existirem tensões diferenciais no solo também existirão esforços axiais de tração na estrutura. Na Fig. 2.4. é apresentado um exemplo de uma passagem hidráulica deste tipo.



Fig. 2.4. - Passagem hidráulica constituída por um tubo pré-fabricado de betão

2.4. UTILIZAÇÃO DA TIPOLOGIA

Este tipo de solução é muito utilizado globalmente para fins de passagens hidráulicas, passagens inferiores, agrícolas e pedonais. Estas passagens são normalmente utilizadas para atravessamento inferior de vias rápidas, estradas nacionais e secundárias e até mesmo estradas complementares. A sua utilização é muito frequentemente executada e estudada, nomeadamente nos Estados Unidos da América, na Austrália e no Canadá. Estas passagens são geralmente monitorizadas e reabilitadas ou substituídas quando necessário ou quando chegam ao final do seu tempo de vida útil.

Em Portugal este tipo de estruturas foi utilizado durante a construção de autoestradas e estradas nacionais entre o final dos anos 80 e o início dos anos 00.

2.4.1. PROBLEMAS DAS ESTRUTURAS NÃO REABILITADAS/REFORÇADAS

Quando este tipo de estruturas atinge níveis de danificação elevados podem ocorrer roturas inesperadas devido ao seu tipo de funcionamento. Caso haja perda de secção, vazios no solo, ou deformações localizadas, qualquer carga ou situação accidental, como por exemplo um acidente rodoviário ou cheia não prevista, pode levar à ruína repentina da estrutura.

No dia 2 de abril de 2016, ocorreu o colapso de uma passagem desta tipologia situada no km 9+800 da autoestrada A14. Esta passagem, que tinha já previsto um plano de reabilitação, encontrava-se com um grau elevado de corrosão e não possuía qualquer tipo de muro ou proteção do solo nas suas extremidades, pelo que se pode concluir que a probabilidade do solo que circundava a estrutura apresentar falhas prejudiciais para a interação solo-estrutura, como se explica no ponto 2.5.1, é muito elevada.

Na Fig. 2.5. pode-se observar a passagem hidráulica de quatro canais e o seu estado de corrosão.



Fig. 2.5. - À esquerda, vista geral da passagem hidráulica do km 9+800 da A14 e, à direita, o estado de corrosão da mesma aquando da sua rotura

Esta rotura levou ao aluimento do pavimento da via, o que forçou o corte da circulação rodoviária nos dois sentidos desta autoestrada. A estrutura teve de ser substituída e a via reconstruída. A A14 restabeleceu a sua circulação normal no dia 21 de Maio de 2016, estando assim quase dois meses fora de serviço.

Na Fig. 2.6. mostra-se o dano causado na via devido a este aluimento e a deformação do interior da estrutura devido à rotura.



Fig. 2.6. - Estado da via, à esquerda e do interior da estrutura, à direita, após a rotura desta

2.5. PATOLOGIAS

2.5.1. VAZIOS NO SOLO ENVOLVENTE

O fluxo de água que atravessa a passagem entra também em contacto com o talude de montante, o que provoca a infiltração de um pequeno caudal no solo que envolve a estrutura. Este caudal provoca erosão neste solo, começando por provocar danos a jusante que progridem para montante. A este fenómeno é normalmente chamado "piping" e é controlado caso existam muros ou paredes nas extremidades da passagem que façam o contacto com a água em vez de esta entrar em contacto diretamente com o solo que constitui o talude. Em qualquer situação o solo deve estar o melhor compactado possível para combater ao máximo esta situação. Caso haja aberturas na estrutura, podem-se também criar vazios no solo devido à erosão. A erosão começa com a perda das partículas finas do solo, o que proporciona um grande aumento da velocidade de percolação, e leva portanto a um aumento exponencial da erosão.

A existência de vazios no solo na parte exterior da estrutura origina uma distribuição de pressões não uniforme, o que, devido ao bom funcionamento da estrutura depender das pressões do solo envolvente, pode levar a picos de tensões tão elevados que podem conduzir a estrutura à rotura.

2.5.2. CORROSÃO DO AÇO CORRUGADO

A corrosão do aço numa passagem hidráulica de aço corrugado é a maior e mais comum causa de problemas no funcionamento destas estruturas. A corrosão pode causar a perda de secção do aço, ou seja, a perda de capacidade de carga da estrutura. Este fenómeno acontece devido ao contacto de agentes químicos agressivos para o aço com a parede da estrutura e pode acontecer tanto da parte interior da parede como da parte exterior, que se encontra em contacto com o solo.

Estes agentes químicos podem estar presentes na constituição da água que atravessa a passagem, na água que circula no solo adjacente à estrutura, na própria constituição do solo em contacto com a

estrutura, seja este solo original ou aterro, e serem transportados pela corrente que passa pela estrutura ou por infiltração. Quando os agentes químicos agressivos para o aço estão dissolvidos em água esta tem tendência a assumir valores de pH abaixo de 5,0 ou acima de 8,5. (Matthews et al. 2012)

Exemplos de corrosão nestas estruturas de aço corrugado são apresentados na Fig. 2.7..



Fig. 2.7. - À esquerda, pormenor de corrosão em aço corrugado e, à direita, exemplo de uma estrutura de aço corrugado com um elevado grau de corrosão

Outro fator que potencia a perda de secção do aço é a abrasão. Este desgaste por atrito deve-se à circulação de partículas de solo e detritos transportados pela corrente. Devido à geometria corrugada da chapa este fator é muito potenciado, pois estas partículas chocam com as faces das corrugações. Numa passagem de face lisa o efeito da abrasão seria muito menor.

2.5.3. DEFORMAÇÃO DA ESTRUTURA

É natural que a estrutura sofra deformações durante a fase de construção, pois passa a suportar a carga do solo acima dela situado. Estas deformações podem ser consideráveis devido à elevada flexibilidade da estrutura, no entanto, não são normalmente prejudiciais ao funcionamento da estrutura. São também relativamente uniformes na extensão da passagem hidráulica, dependendo da forma e altura do aterro construído.

Deformações pontuais podem ser muito nocivas para o funcionamento da estrutura pois levam à redução da capacidade da mesma, devido a alterarem gravemente o estado de tensão de toda a estrutura, podendo até levá-la ao colapso. Este tipo de deformação é bastante imprevisível podendo ocorrer a qualquer momento da vida útil da estrutura devido a variadas anomalias que ocorram na estrutura.

2.5.4. DETERIORAÇÃO DO LEITO

Quando a altura de água em contacto com a passagem não é muito elevada, é muito comum termos corrosão apenas nessa zona de contacto do aço com a água. Nestas situações a estrutura pode ainda ser capaz de suportar a carga que lhe é aplicada, tendo no entanto um elevado risco de colapso caso não seja reforçada a zona afetada.

Um exemplo de uma estrutura que apresenta danos apenas na zona do leito é apresentado na Fig. 2.8..



Fig. 2.8. - Exemplo de deterioração do leito de uma passagem hidráulica de aço corrugado (Thompson 2010)

2.6. REABILITAÇÃO E REFORÇO

2.6.1. REABILITAÇÃO DO SOLO

Uma reabilitação bem-sucedida do solo implica o preenchimento de todos os vazios anteriormente existentes e a redução da capacidade de infiltração de água no mesmo, para diminuir o caudal e portanto diminuir também a erosão. Esta última situação é normalmente resolvida com a construção de muros nos extremos da passagem que impeçam o contacto direto da corrente com o talude.

Para preencher os vazios utilizam-se materiais que aguentem as cargas a que o solo está sujeito. Em situações em que os vazios se situem próximo da superfície, recorre-se à compactação do solo existente e adição de aterro compacto de características que se assemelhem às do solo existente para ocupar os vazios. Materiais que são normalmente utilizados para preencher os vazios são argamassas e caldas, argamassas em situações nas quais se consiga atingir facilmente o vazio através de escavação e caldas quando é necessário fazer uma injeção, sob pressão, do material. Estes materiais precisam de solidificar rapidamente e ter baixa retração durante todo o seu processo de cura (New South Wales Government 2009).

No caso de construção de muros ou paredes nas extremidades, é necessário drenar o solo para evitar aumentos de pressão neutra, pelo que devem existir drenos nas estruturas de extremidade (American Iron And Steel Institute 2007).

2.6.2. REFORÇO COM BETÃO EM TODA A SECÇÃO

Quando é necessário reforçar toda a estrutura uma opção a ter em conta é o reforço com betão realizado *in situ*. A realização deste tipo de reforço consiste na construção de uma estrutura de forro da estrutura existente, solidarizada à mesma através de conectores e só deve ser realizada em situações onde o solo e a água não sejam agressivos para o betão. Este método pode ser realizado de duas formas: construindo uma estrutura de betão armado corrente ou utilizando betão projetado.

2.6.2.1. Betão Armado

O Betão Armado é realizado *in situ* com recurso a cofragens que estabelecem a espessura da camada de reforço. É normalmente realizado por fases devido à geometria fechada da estrutura. O betão é compactado com recurso a vibração.

A disposição da armadura é normalmente feita em malha, sendo as direções da malha as direções longitudinal e transversal da estrutura. É usual optar-se por fazer duas camadas de malha de armadura, uma junto à estrutura de aço e outra junto à cofragem.

Este método não tem limitação de espessura no que toca à restituição da capacidade de carga, no entanto, uma maior espessura do reforço resultará numa grande perda de secção transversal da passagem hidráulica. Não é conveniente a utilização deste método em estruturas que tenham deformações locais relevantes devido à discrepância de secções que esta situação em conjunto com a linearidade das cofragens gera.

É apresentado na Fig. 2.9. um exemplo de uma estrutura reforçada com betão armado realizado *in situ*.



Fig. 2.9. - Exemplo de uma estrutura reforçada com betão armado realizado *in situ*

2.6.2.2. Betão Projetado

O Betão projetado é pneumaticamente projetado a elevada velocidade contra a parede da estrutura e é compactado pela força resultante dessa projeção. Este betão pode ser simples, armado ou reforçado com fibras. Para atingir a espessura necessária pode ser preciso fazer várias camadas.

Este método só pode ser realizado em passagens hidráulicas com dimensão superior a 1,5m para que seja possível o acesso de pessoas. A aplicação pode ser feita roboticamente ou manualmente, mas em ambos os casos é necessário uma inspeção cuidadosa aquando da projeção do betão. Na Fig. 2.10. observa-se a realização deste tipo de reforço executado manualmente.

Na maioria dos casos o betão é projetado nas partes laterais e superior da estrutura sendo que o leito da mesma é normalmente reparado com betão corrente (Wagener and Leagjeld 2014).



Fig. 2.10. - Reforço com betão projetado a ser realizado manualmente

As vantagens da utilização de betão, em toda a secção, para reforçar este tipo de estruturas são:

- Baixo custo;
- Não existe um limite superior de dimensão das estruturas que podem ser reforçadas com este método;
- O tempo de vida útil da estrutura reforçada é controlável pelo projetista, podendo ser maior do que com outros tipos de reforço, se for necessário.

Por outro lado as desvantagens são:

- Perda de secção transversal da passagem hidráulica;
- Pode ser necessário escorar a estrutura durante o tempo de obra por razões de segurança.

2.6.3. REFORÇO COM BETÃO ARMADO NO LEITO DA PASSAGEM HIDRÁULICA

Se apenas o leito da passagem hidráulica se encontra danificado, mas a restante estrutura se encontra em boas condições, é razoável optar por um reforço apenas da parte danificada. Este reforço é efetuado com betão reforçado com uma malha de armadura e solidarizado à estrutura existente através de conectores a esta soldados. Normalmente não são necessárias cofragens devido à geometria da estrutura existente e também devido à geometria final pretendida. A camada de betão deve ter pelo menos 100 mm de espessura (New South Wales Government 2009), sendo que pode ser simplesmente alisada para situações de baixa abrasão ou ser revestida com pavimento para situações mais graves (American Iron And Steel Institute 2007).

Na Fig. 2.11. é apresentado um exemplo de uma passagem hidráulica de dois canais onde foi realizado um reforço deste tipo.



Fig. 2.11. - Estrutura reforçada com betão armado apenas no seu leito

As vantagens da utilização de betão armado no leito da passagem hidráulica para reforçar este tipo de estruturas são:

- Baixo custo;
- Processo rápido;
- Não existe um limite superior de dimensão das estruturas que podem ser reforçadas com este método.

Por outro lado as desvantagens são:

- Pode ser necessário escorar a estrutura durante o tempo de obra por razões de segurança;
- O tempo de vida útil deste reforço está limitado ao tempo de vida da restante estrutura;
- No caso de haver a possibilidade de vir a ter de ser feito futuramente um reforço da secção total da estrutura, é necessário comparar o custo desta intervenção com o custo da futura remoção deste reforço e construção do reforço total.

2.6.4. REFORÇO COM PRÉ-FABRICADOS

O reforço com pré-fabricados consiste na inserção de estruturas com a mesma geometria mas um diâmetro inferior na estrutura existente e na solidarização de ambas preenchendo o espaço entre as mesmas com betão ou argamassa. As estruturas de reforço são feitas deslizar até à posição desejada.

2.6.4.1. Pré-fabricados de Betão

Estes pré-fabricados são normalmente circulares, pelo que são normalmente utilizados em estruturas originalmente circulares. Casos em que existam deformações consideráveis não se adequam a este tipo de reforço. Um exemplo deste tipo de reforço pode ser observado na Fig. 2.12..

Devido ao elevado peso próprio destes pré-fabricados é necessário equipamento próprio para empurrar os mesmos para as suas localizações finais.



Fig. 2.12. - Estrutura reforçada com um tubo pré-fabricado de betão

As vantagens da utilização de pré-fabricados de betão para reforçar este tipo de estruturas são:

- Não há um limite inferior de dimensão da estrutura a ser reabilitada;
- O tempo de vida útil da estrutura reforçada vai ser semelhante ao de uma estrutura de betão;
- Pode não ser necessário entrar na estrutura.

Por outro lado as desvantagens são:

- Perda significativa de secção transversal;
- Tubos pré-fabricados têm, normalmente, uma dimensão máxima de 3m de diâmetro;
- O peso dos tubos pode dificultar a sua movimentação em situações de difícil acesso.

2.6.4.2. Estruturas de Aço Corrugado

É possível também reforçar a estrutura com uma outra estrutura de aço corrugado, isto permite que a geometria da estrutura de reforço se adapte completamente à estrutura original. Na Fig. 2.13. é apresentada uma das extremidades de uma estrutura reforçada com uma outra estrutura de aço corrugado.



Fig. 2.13. - Estrutura reforçada utilizando outra estrutura de aço corrugado

As vantagens da utilização de estruturas de aço corrugado para reforçar este tipo de estruturas são:

- Adaptabilidade de geometria;
- Não existe um limite superior de dimensão das estruturas que podem ser reforçadas com este método pois os limites das dimensões do método de reforço são os mesmos que os limites de dimensões da estrutura original.

Por outro lado a desvantagens é:

- Perda de secção transversal;
- Sujeito à corrosão.

2.6.4.3. Tubos de Polietileno

O reforço com tubos de Polietileno realiza-se de forma semelhante às restantes soluções de pré-fabricados anteriormente referidas. É importante referir que os tubos de Polietileno são fabricados com medidas standardizadas pelo que pode haver uma diferença muito grande entre o diâmetro necessário e os diâmetros de fabrico existentes. Pode-se observar um destes tubos de polietileno na Fig. 2.14..



Fig. 2.14. - Tubo de Polietileno utilizado para reforço de passagens hidráulicas de aço corrugado

As vantagens da utilização de tubos de polietileno para reforçar este tipo de estruturas são:

- O polietileno tem uma grande resistência à abrasão;
- Não há um limite inferior de dimensão da estrutura a ser reabilitada;
- Resistente a alguns ambientes agressivos;
- Pode não ser necessário entrar na estrutura.

Por outro lado as desvantagens são:

- Alguma perda de secção transversal;
- Nos casos em que haja uma grande diferença entre o diâmetro da estrutura original e o diâmetro do tubo, há uma tendência para o tubo flutuar durante a betonagem;
- Tubos têm, normalmente, uma dimensão máxima de 3m de diâmetro;
- O polietileno é afetado por certos tipos de químicos pelo que pode ser agredido em caso de acidente químico;
- Pode ser danificado pelo fogo.

2.6.5. EXEMPLO DE UMA ESTRUTURA REFORÇADA

O caso que vai ser estudado nos capítulos seguintes é o de uma passagem hidráulica existente no IP3, construída no ano de 1988. Esta passagem hidráulica é constituída por duas estruturas de aço corrugado do tipo "ARMCO". Por uma questão de generalização nos capítulos seguintes vai ser estudado apenas um dos canais isolado. Estas estruturas são de formato lenticular e têm, cada uma, um vão de 5,45m e uma altura de 3,35m. A altura de aterro por cima destas estruturas é de cerca de 1,5m.

Nas extremidades da passagem, tanto a montante como a jusante, a estrutura apresenta muros tímpano de betão armado, muros ala de cerca de 7m de comprimento e um septo central que separa os dois canais todos em betão armado, como é mostrado na Fig. 2.15.. Estes muros e septo assentam numa laje de soleira corrida, também em betão armado, que se estende longitudinalmente entre o muro tímpano e a extremidade dos muros ala e septo central. Existe ainda um prolongamento da laje de soleira de jusante que foi construído após a conclusão da obra para solucionar os problemas de erosão que se tinham vindo a constatar.



Fig. 2.15. - Vista de jusante da passagem hidráulica no IP3

As chapas de aço corrugado apresentavam um nível bastante elevado de corrosão no leito do canal, enquanto a restante área se encontrava em relativamente boas condições.

Na zona do leito a estrutura apresentava perda total de secção em vários pontos e durante comprimentos consideráveis. Em conformidade com a perda de secção, a mesma mostrava diversas deformações localizadas. Algumas zonas de ligação entre chapas apresentavam inversão de curvatura, ou empoamento, sem no entanto se verificar rotura dos parafusos. Apesar de não se encontrarem em rotura, os parafusos apresentavam também um elevado grau de corrosão.

Na Fig. 2.16. pode-se observar exemplos das patologias anteriormente referidas.



Fig. 2.16. - Patologias encontradas na passagem hidráulica e reforçar

Esta estrutura foi reforçada com um anel de betão armado de espessura mínima de 0,25m e solidarizada à estrutura existente através de conectores de ligação ao longo do perímetro da estrutura.

A betonagem decorreu de forma faseada, betonando primeiramente as partes inferiores e laterais dos canais, recorrendo-se a uma cofragem parcial, betonando seguidamente as partes superiores e fechando assim o arco.

3

Estudo do comportamento de passagens hidráulicas de aço corrugado

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se estudar o comportamento de uma estrutura tipo de aço corrugado perante a variação de diferentes parâmetros, sendo estes a deformabilidade do solo que envolve a estrutura, a altura de solo existente acima desta e o tipo de carregamento aplicado. Para tal, optou-se por desenvolver modelos numéricos de que permitissem analisar os efeitos da variação destes parâmetros quer nos esforços da estrutura de aço quer nas tensões instaladas no solo envolvente.

3.2. DESCRIÇÃO DOS MODELOS DESENVOLVIDOS

Os modelos numéricos desenvolvidos no âmbito deste trabalho foram executados utilizando o programa de elementos finitos SAP2000®. Para cumprir plenamente todos os objetivos foram realizados modelos de elementos finitos a duas e três dimensões. Optou-se em todas as modelações por uma abordagem linear elástica dos materiais, devido ao campo das deformações a estudar ser compatível com este tipo de análise e podendo aceitar-se a validade desta abordagem tendo em vista o estudo paramétrico que se pretende realizar.

3.2.1. MODELO BIDIMENSIONAL

Este modelo foi realizado com vista a representar uma faixa de 1m de desenvolvimento da passagem hidráulica. A estrutura metálica foi representada por elementos de barra, enquanto que o solo que a envolve se representou por elementos de casca, como pode ser observado na Fig. 3.1. onde se apresentam os elementos de barra a azul e os elementos de casca a vermelho.

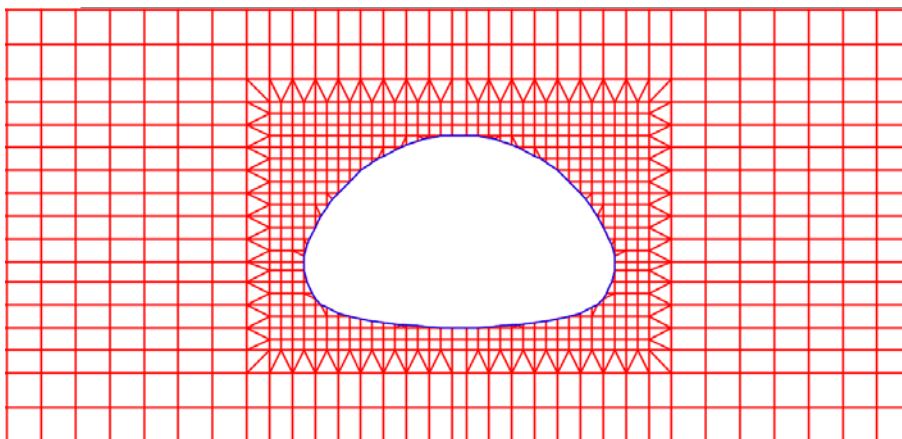


Fig. 3.1. - Pormenor da geometria do modelo bidimensional

A geometria da estrutura metálica é formada por pequenos tramos retos aproximando-se assim da estrutura curvilínea real. Houve uma especial preocupação com esta aproximação, pois o facto da geometria não ser curvilínea, tendo vértices na junção dos vários elementos, gera forças de desvio que por sua vez geram pequenos momentos fletores nestes pontos. Quanto menor for o ângulo entre elementos retos, maiores são as forças de desvio geradas. Devido ao facto destes vértices não existirem na estrutura real, estes momentos não se consideram representativos do comportamento real. No entanto, caso não tivesse havido esta preocupação, e estes esforços fossem mais elevados, poderia haver uma má interpretação do comportamento da estrutura devido à interferência destas forças.

A secção transversal destes elementos de barra tem propriedades geométricas características de uma secção transversal de uma chapa de aço corrugado com 1m de profundidade. Estas propriedades, ou seja, área, momento de inércia, módulo de flexão e raio de giração, foram obtidas a partir do catálogo MP152 (Armco Staco), da empresa de soluções metálicas ARMCO STACO, e são apresentadas no Quadro 3.1..

Quadro 3.1. - Propriedades geométricas da secção transversal da chapa de aço corrugado MP152

Área (cm ² /m)	Momento de Inércia (cm ⁴ /m)	Módulo de Flexão (cm ³ /m)	Raio de Giração (cm)
46,541	140,9898	51,6919	1,741

A malha de elementos de casca que representa o solo foi criada manualmente de maneira a ter a melhor adaptação à geometria da estrutura metálica possível, sem no entanto tornar o modelo excessivamente pesado. Esta é constituída maioritariamente por elementos de 4 nós retangulares, contendo alguns elementos de 4 nós trapezoidais e elementos de 3 nós quando é necessário fazer uma adaptação da malha à geometria de barras ou quando é necessário aumentar a dimensão dos elementos retangulares. É importante referir que todos os elementos de barra têm de ser perfeitamente acompanhados pela geometria da malha, pelo que foi necessário adaptar manualmente esta geometria para cada tramo reto da estrutura metálica. A malha retangular tem dimensões que variam entre 0,20x0,20m², junto à estrutura, e 0,60x0,80m², nas extremidades do modelo. Todos os elementos de casca têm espessura de 1m.

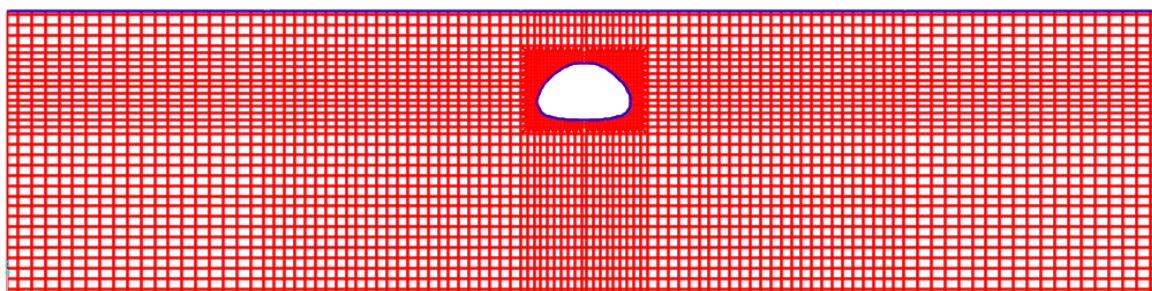


Fig. 3.2. - Visão geral da geometria do modelo bidimensional

A estrutura metálica tem 5,45m de vão e 3,35m de altura. Optou-se por criar uma margem de 31m de elementos de casca para cada lado dos limites exteriores da estrutura e por ter uma camada com 10m de altura abaixo da parte inferior da mesma. Na Fig. 3.2. apresenta-se a extensão total do modelo. Estas opções foram tomadas para que o efeito das condições de apoio não influenciasse o comportamento da estrutura na zona em análise. A altura de aterro acima da estrutura é variável entre 0,5m e 5m consoante o caso que se esteja a estudar.

Este modelo contém ainda uma barra de rigidez desprezável no topo dos elementos de casca, como se pode ver representada na Fig. 3.2. pela linha horizontal azul. É nesta barra que são aplicadas todas as cargas necessárias para os estudos a desenvolver.

3.2.2. MODELO TRIDIMENSIONAL

Devido a existirem situações que não são bem representadas no modelo bidimensional, como por exemplo o efeito de cargas pontuais, realizou-se um modelo tridimensional tendo por base o modelo anteriormente apresentado. Após análise do modelo bidimensional e verificação da mínima influência desta área para o comportamento da estrutura, decidiu-se retirar 15m de solo de cada lado do modelo tridimensional para que este não ficasse excessivamente pesado.

O modelo foi executado extrudindo os elementos de barra para elementos de casca e os elementos de casca para elementos de volume. Desenvolveu-se 9m de extensão da estrutura com esta terceira dimensão composta por elementos com 0,5m de comprimento. De seguida pode-se observar, na Fig. 3.3., a geometria geral do modelo e, na Fig. 3.4., uma visualização dos elementos de casca que compõem a estrutura metálica.

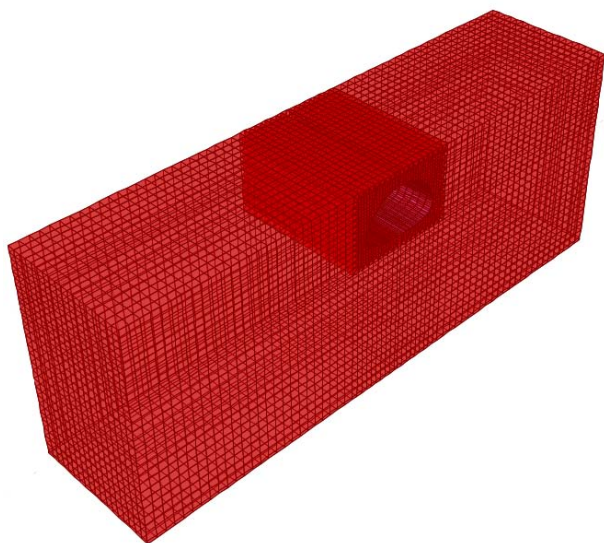


Fig. 3.3. - Visão geral da geometria do modelo tridimensional

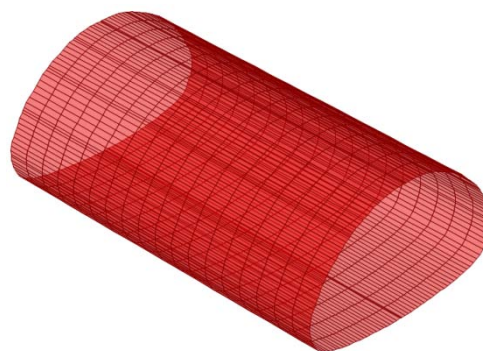


Fig. 3.4. - Geometria dos elementos de casca do modelo tridimensional

Nos elementos de casca é possível especificar espessuras diferentes para trabalhar em relação ao esforço axial e ao momento fletor. Neste caso, como a secção de aço corrugado não tem uma geometria retangular, é necessário atribuir às secções de casca duas espessuras que, numa secção retangular, tenham um comportamento semelhante ao comportamento da secção ondulada. A espessura para trabalhar em relação ao esforço axial tem o mesmo valor que a área por unidade de comprimento da secção de aço corrugado, ou seja, 0,0046541m. Relativamente à espessura que trabalha em relação ao momento fletor, é necessário relacionar o valor do momento de inércia por metro da secção ondulada com a expressão do momento de inércia de uma secção retangular por metro. Desta relação obtém-se a espessura de 0,0256718m.

3.3. VARIAÇÃO DA DEFORMABILIDADE DO SOLO

Neste ponto pretende-se comparar o comportamento da estrutura e solo envolvente mediante a existência de solos com diferente deformabilidade, diferente posicionamento e espessura das suas camadas. Estudou-se o efeito da ação do peso próprio, do solo e da estrutura, de uma carga concentrada alinhada com o centro da estrutura e de uma carga concentrada deslocada de 3m do eixo central da estrutura. Estas cargas comportam-se neste modelo bidimensional como cargas de faca, ou seja, como cargas uniformemente distribuídas ao longo do desenvolvimento na terceira dimensão da passagem hidráulica. Para que se possa fazer uma comparação eficiente dos efeitos da ação do peso próprio é importante que não haja disparidades no peso volúmico do solo. Para tal foi atribuído a todos os tipos de solo considerados o mesmo peso volúmico de 20 kN/m³. Neste estudo da deformabilidade do solo, o modelo possui 5m de solo acima da parte superior da estrutura.

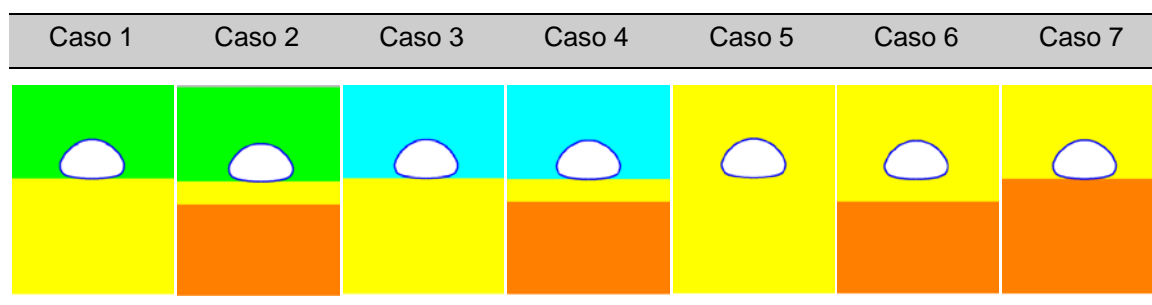
As variações de deformabilidade foram aplicadas em três camadas, sendo que a primeira camada, C1, se constitui desde o topo do aterro até à base da estrutura, a segunda camada, C2, é constituída pelos dois metros de solo abaixo da base da estrutura e a terceira camada, C3, pelos restantes 8 metros de solo situados abaixo da camada anterior. No Quadro 3.2. são apresentados os valores de deformabilidade que foram adotados para cada uma das camadas anteriormente referidas e para cada

um dos casos que foram estudados e serão abordados nos pontos seguintes. É também apresentado, no Quadro 3.3., um esquema cromático da distribuição dos módulos de elasticidade do solo nas diferentes camadas para cada caso a estudar, no qual as relações módulo de elasticidade-cor são: 20 MPa - Azul; 30 MPa - Verde; 50 MPa - Amarelo; 100 MPa - Laranja.

Quadro 3.2. - Módulo de elasticidade do solo, em MPa, para cada uma das camadas dos diferentes casos a estudar

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7
C1	30	30	20	20	50	50	50
C2	50	50	50	50	50	50	100
C3	50	100	50	100	50	100	100

Quadro 3.3. - Esquema de distribuição dos módulos de elasticidade do solo para os diferentes casos a estudar



No estudo de cada um dos efeitos de ações foram ponderados os resultados dos campos de tensões no solo, dos esforços axiais na estrutura e dos momentos fletores na mesma. Em relação aos campos de tensões no solo serão apresentados os campos de tensões principais e correspondentes direções destas.

3.3.1. EFEITOS DEVIDO À AÇÃO DO PESO PRÓPRIO

Neste ponto efetuou-se a análise do modelo carregando-o apenas com o peso próprio do solo e da própria estrutura metálica.

3.3.1.1. Tensões no Solo

Na Fig. 3.5., é apresentada a distribuição da tensões principais em volta da estrutura metálica. Pode-se observar que as tensões máximas, em valor absoluto, têm tendência a ter uma direção perpendicular à geometria da estrutura. Percebe-se que quanto mais perto do eixo central vertical da estrutura se situam, mais estas tensões se aproximam de valores positivos, como podemos também observar na Fig. 3.6.. Enquanto que nas zonas laterais, mais particularmente nas zonas da estrutura com raio mais reduzido, se encontram tensões de valores negativos que superam amplamente, em valores absolutos, todos os valores de tensões positivas existentes em volta da estrutura.

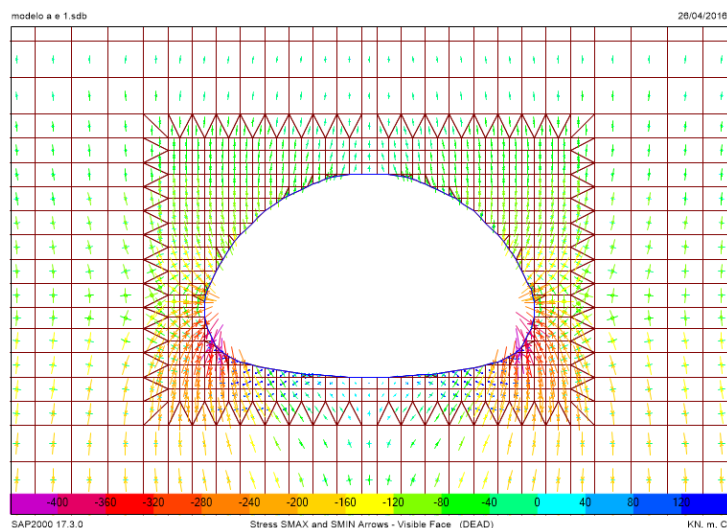


Fig. 3.5. - Exemplo da distribuição de direções das tensões principais no solo devido à ação do peso próprio

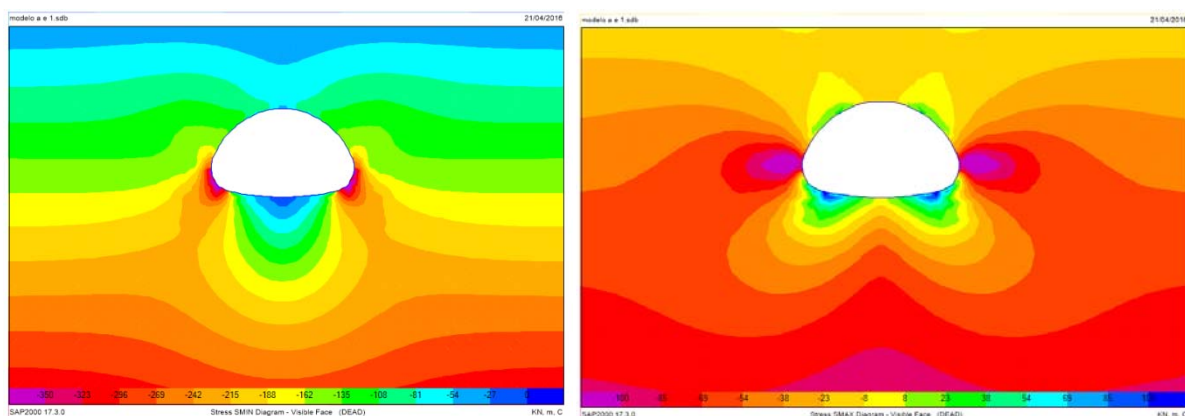


Fig. 3.6. - Exemplo da distribuição das tensões principais mínimas, à esquerda, e máximas, à direita, em kPa, no solo, devido à ação do peso próprio

Nas Fig. 3.7. e Fig. 3.8., são apresentados os resultados do campo de tensões, de todos os casos estudados, para as zonas mais críticas.

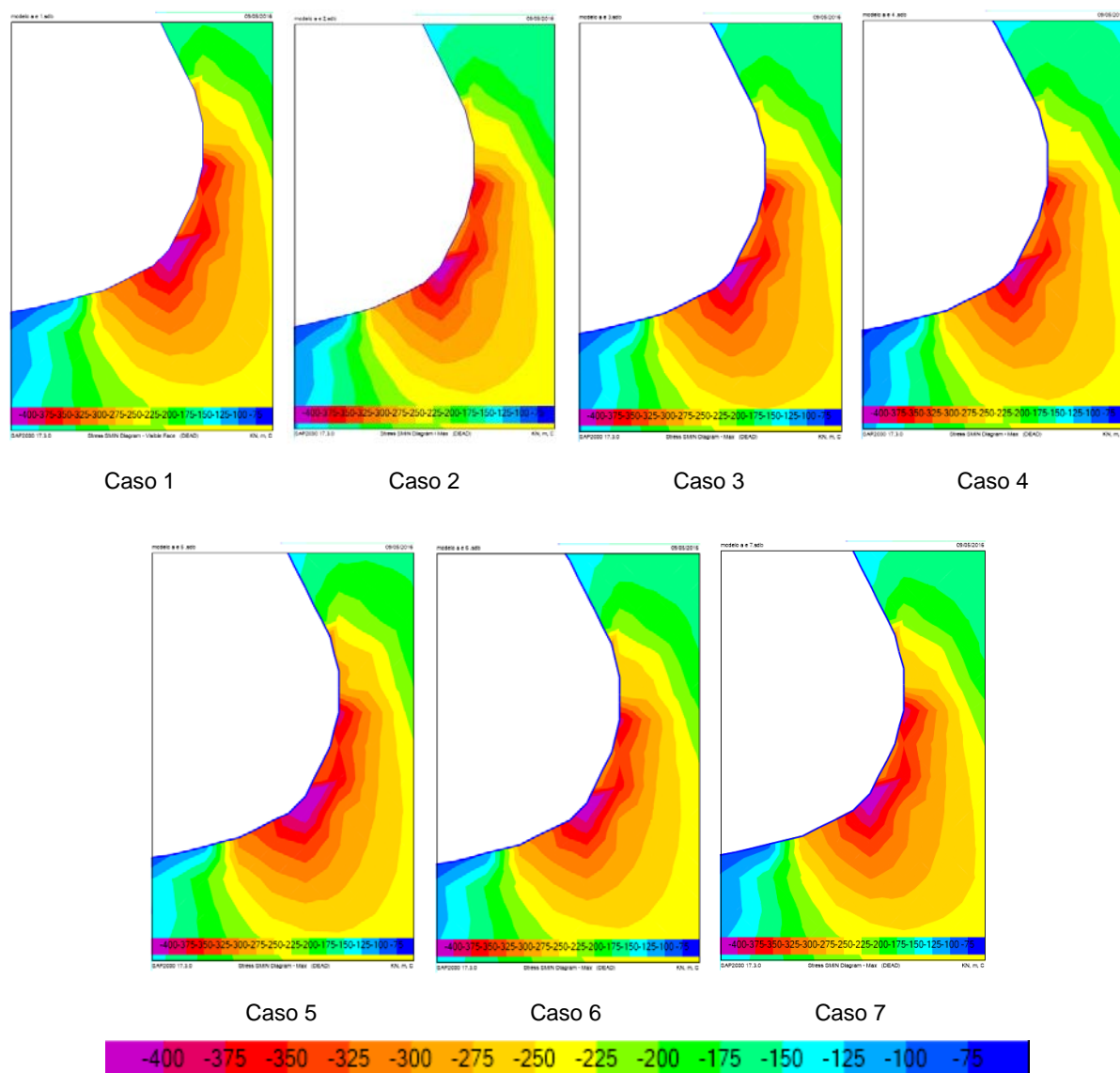


Fig. 3.7. - Distribuição das tensões principais mínimas no solo, em kPa, devido à ação do peso próprio para os diferentes casos estudados

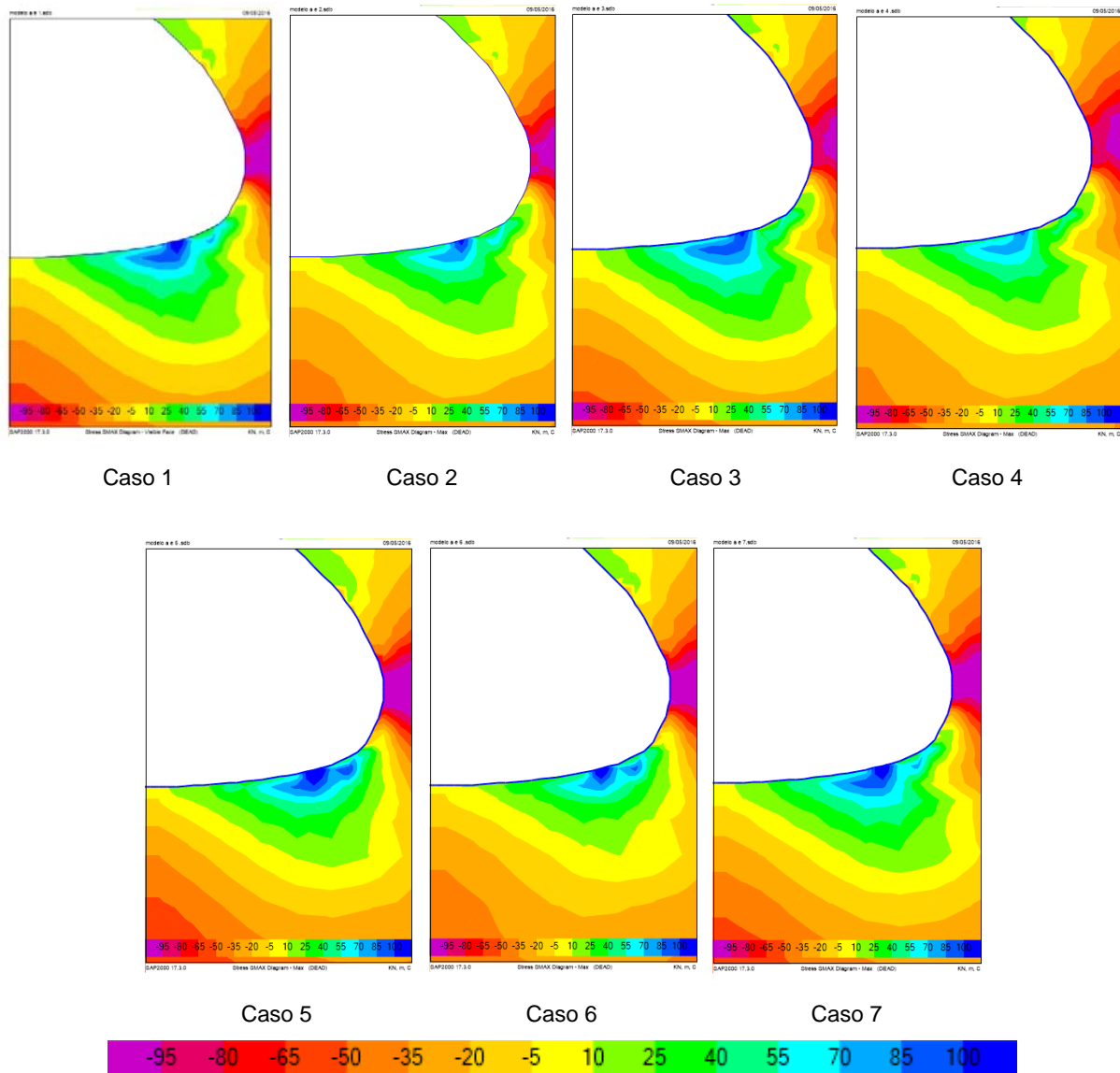


Fig. 3.8. - Distribuição das tensões principais máximas no solo, em kPa, devido à ação do peso próprio para os diferentes casos estudados

Observa-se que todas as distribuições são muito semelhantes entre si. No entanto verifica-se que as tensões concentradas são mais reduzidas no Caso 4 onde existe a maior amplitude de deformabilidades do solo, enquanto que se verificam as tensões concentradas mais elevadas no Caso 5 onde todo o solo tem a mesma deformabilidade.

3.3.1.2. Esforço Axial na Estrutura

Na Fig. 3.9. apresenta-se um diagrama tipo dos esforços axiais ocorrentes devido à ação do peso próprio, seguindo-se, no Quadro 3.4., a apresentação dos valores máximos da compressão resultante na estrutura. Apresentam-se apenas os valores dos esforços axiais de compressão devido a não existirem trações na estrutura devido a esta ação. Estas compressões máximas situam-se na zona lateral da estrutura, onde a sua direção dos elementos de barra é vertical.

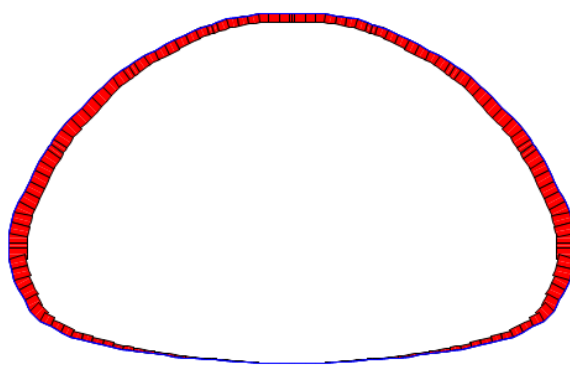


Fig. 3.9. - Exemplo de distribuição de esforços axiais da estrutura devido à ação do peso próprio

Quadro 3.4. - Valores máximos de compressão, em kN na estrutura devido à ação do peso próprio para os diferentes casos estudados

Caso1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Coeficiente de variação
-356	-349	-357	-352	-354	-344	-346	1.4%

Pode-se concluir, a partir do coeficiente de variação, que os valores máximos do esforço axial de compressão são muito semelhantes entre si nos diferentes casos. Em pormenor conclui-se que o menor valor de compressão acontece no Caso 6, onde a camada mais profunda de solo é constituída pelo solo mais rígido existente nestes casos, 100MPa, mas em redor da estrutura o solo tem toda a mesma deformabilidade sendo esta de valor médio, 50MPa. Conclui-se também que se obtém o valor máximo de compressão no Caso 3, que no conjunto de todos os casos é o que tem o solo menos rígido.

Os momentos fletores gerados devido à ação do peso próprio são muito baixos devido ao efeito já explicado no capítulo anterior, no ponto 2.2, pelo que foram considerados desprezáveis nesta situação.

3.3.2. EFEITOS DEVIDO À AÇÃO DE UMA CARGA PONTUAL CENTRAL

Neste ponto, analisou-se o modelo carregando-o apenas com uma carga concentrada de 100 kN, alinhada com o eixo central da estrutura metálica.

3.3.2.1. Tensões no Solo

Na Fig. 3.10., é apresentada a distribuição da tensões principais em volta da estrutura metálica. Pode-se observar que as tensões máximas, em valor absoluto, têm tendência a ter uma direção perpendicular à geometria da estrutura, à semelhança do acontecido no ponto anterior. Observa-se que as tensões negativas são mais pronunciadas nas zonas de menor raio, como também se verificou aquando da atuação do peso próprio, mas que também se mobilizam na zona intermédia entre a parte lateral e a superior como se pode perceber melhor na Fig. 3.11..

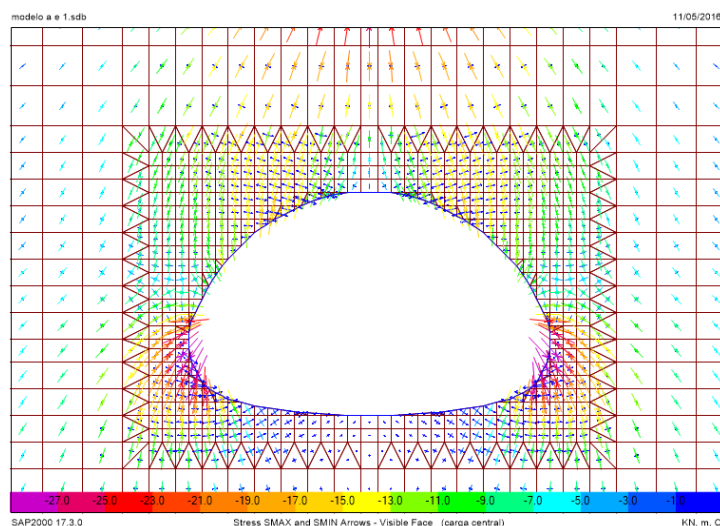


Fig. 3.10. - Exemplo da distribuição de direções das tensões principais no solo devido à ação de uma carga pontual central

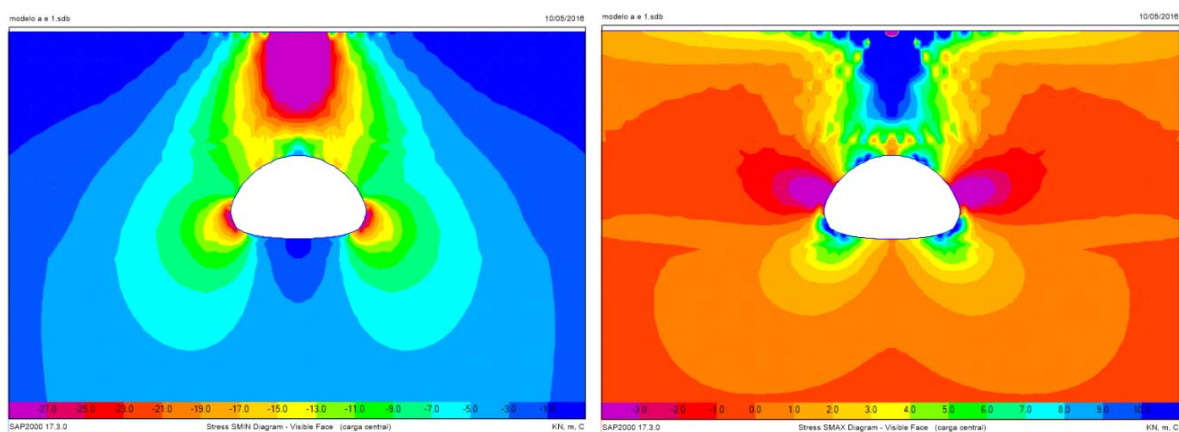


Fig. 3.11. - Exemplo da distribuição das tensões principais mínimas, à esquerda, e máximas, à direita, em kPa, no solo devido à ação de uma carga pontual central

Nas Fig. 3.12. e Fig. 3.13. são apresentados os resultados do campo de tensões de todos os casos estudados, quando aplicada a carga central.

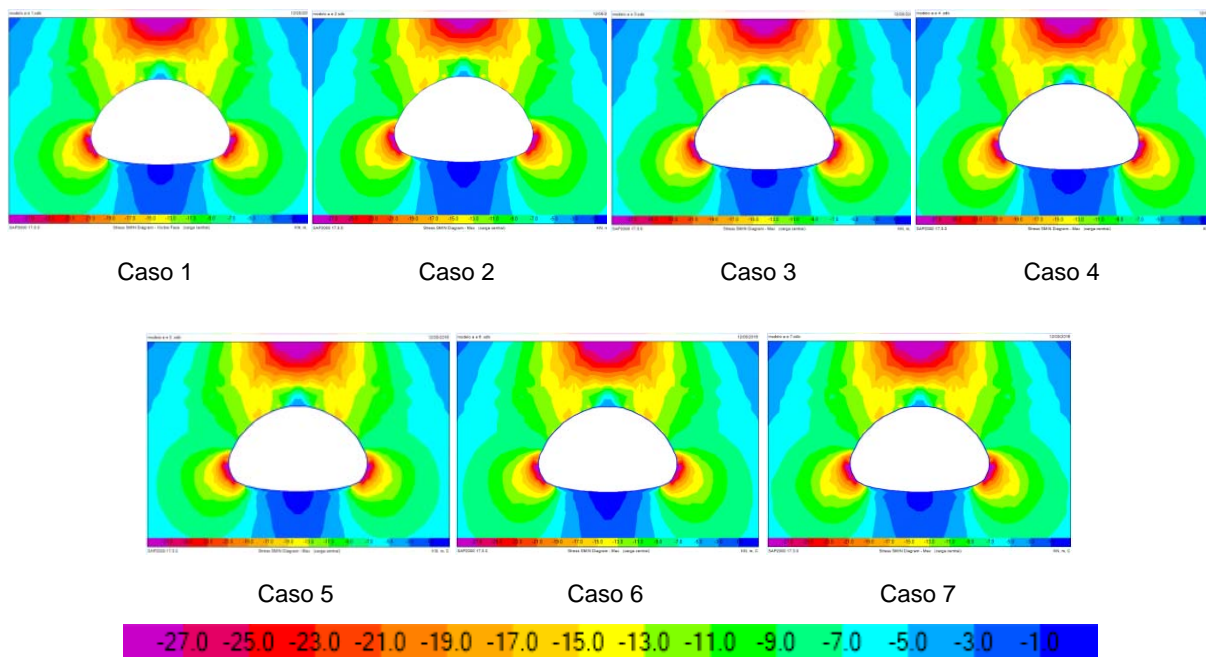


Fig. 3.12. - Distribuição das tensões principais mínimas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual central para os diferentes casos estudados

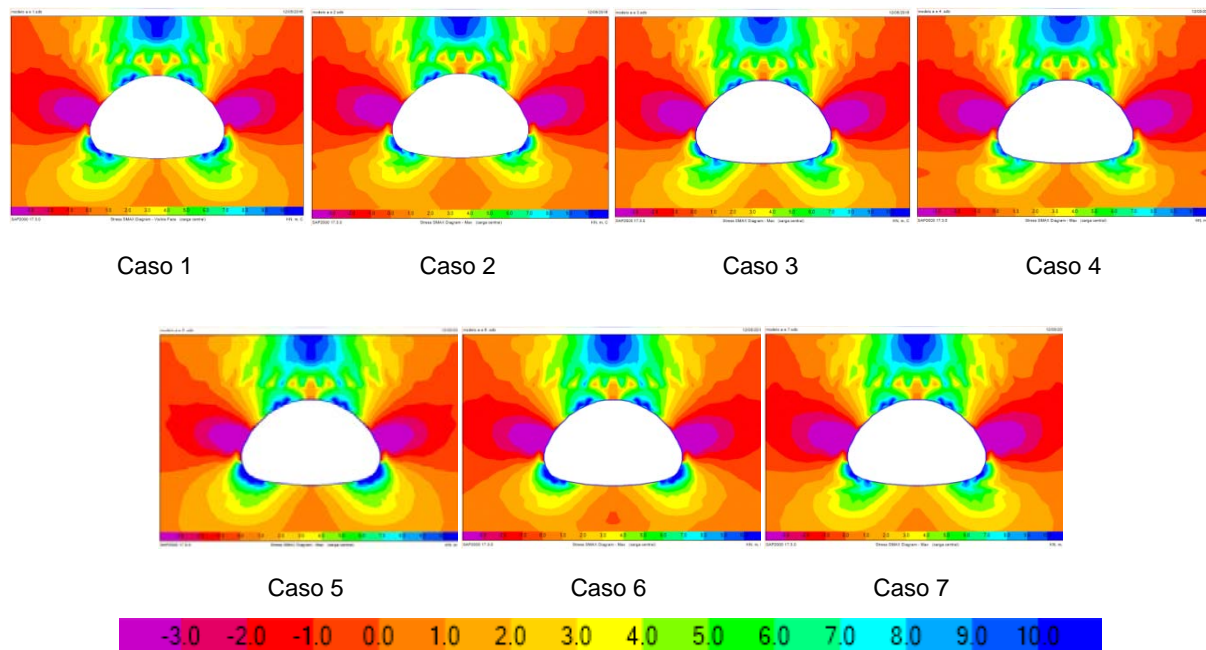


Fig. 3.13. - Distribuição das tensões principais máximas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual central para os diferentes casos estudados

À semelhança do que foi verificado aquando da ação do peso próprio, também quando aplicada uma carga central, as diferenças nos campos de tensões dos diferentes casos estudados são muito reduzidas.

3.3.2.2. Esforço Axial na Estrutura

Na Fig. 3.14. apresenta-se um diagrama tipo dos esforços axiais ocorrentes devido à ação de uma carga pontual central, seguindo-se, no Quadro 3.5., da apresentação dos valores máximos da compressão e de tração resultantes na estrutura.

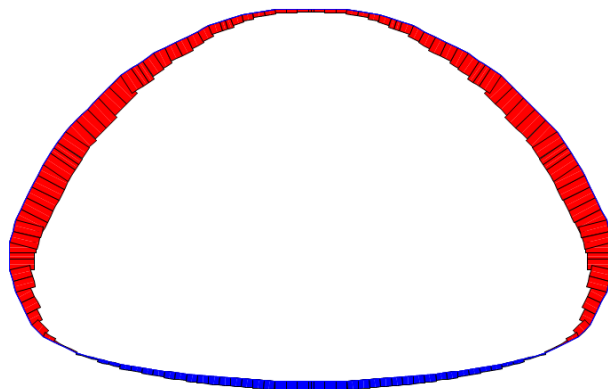


Fig. 3.14. - Exemplo da distribuição de esforços axiais na estrutura devido à ação de uma carga pontual central

Quadro 3.5. - Valores máximos de esforço axial na estrutura, em kN, devido à ação de uma carga pontual central para os diferentes casos estudados

	Caso1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Coeficiente de variação
Compressão	-27,4	-27,7	-28,1	-28,4	-25,6	-26,0	-26,9	3,9%
Tração	8,2	6,4	7,0	5,3	9,6	7,6	7,1	18,6%

Tal como acontece aquando da ação do peso próprio, os valores dos esforços de compressão são muito semelhantes entre si, em relação aos esforços de tração, apesar do coeficiente de variação ser mais elevado, pode-se afirmar que os valores não variam muito devido a serem valores baixos e portanto terem um coeficiente de variação maior com variações da mesma ordem de grandeza das dos esforços de compressão. Pode-se constatar que os maiores valores de tração acontecem no mesmo caso em que acontecem os menores esforços de compressão, no Caso 5, e que os menores valores de tração acontecem no caso em que ocorrem os maiores valores de compressão, no Caso 4.

3.3.2.3. Momentos Fletores na Estrutura

Na Fig. 3.15. apresenta-se um diagrama tipo dos momentos fletores ocorrentes devido à ação de uma carga pontual central seguindo-se, no Quadro 3.6., a apresentação dos valores máximos de momento negativo e positivo resultantes na estrutura.

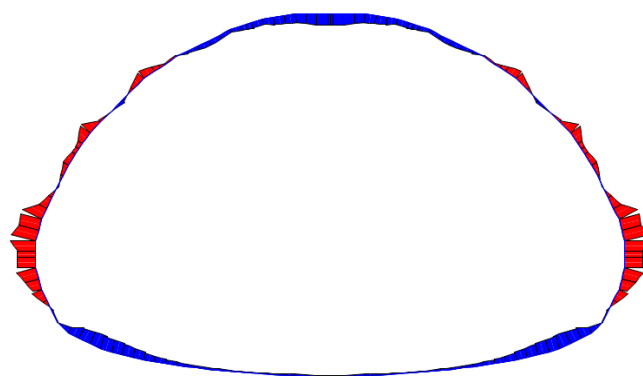


Fig. 3.15. - Exemplo da distribuição de momentos fletores na estrutura devido à ação de uma carga pontual central

Quadro 3.6. - Valores máximos do momento fletor na estrutura, em kN.m, devido à ação de uma carga pontual central para os diferentes casos estudados

	Caso1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Coeficiente de variação
Negativo	-0,80	-0,80	-1,03	-1,03	-0,56	-0,56	-0,57	27,5%
Positivo	0,45	0,44	0,62	0,62	0,28	0,28	0,30	35,1%

Observa-se que os valores dos momentos fletores devidos à ação de uma carga pontual central apresentam um coeficiente de variação considerável, no entanto tendo em conta a ordem de grandeza dos momentos existentes pode-se afirmar que esta variação é pouco relevante para o comportamento da estrutura. Em pormenor percebe-se que os momentos fletores são máximos nos casos que têm um solo menos rígido e que o valor destes diminui quanto mais rígido for o solo.

É de notar a existência de pequenos picos de momentos fletores, resultantes das forças de desvio devidas à geometria utilizada. Como já explicado anteriormente, estes momentos fletores não são representativos do comportamento real da estrutura.

3.3.3. EFEITOS DEVIDO À AÇÃO DE UMA CARGA PONTUAL LATERAL

Neste ponto, analisou-se o modelo carregando-o apenas com uma carga concentrada de 100 kN, alinhada a 3m à direita do eixo central da estrutura metálica.

3.3.3.1. Tensões no Solo

Na Fig. 3.16., é apresentada a distribuição da tensões principais em torno da estrutura metálica. À semelhança do que aconteceu nos dois tipos de ações anteriores também quando aplicada uma carga lateral as tensões máximas, em valor absoluto, têm tendência a ter uma direção perpendicular à geometria da estrutura. A distribuição de tensões neste caso deixa de ser simétrica, devido ao facto de o seu carregamento também não o ser. No entanto estas distribuições de tensões podem ser comparadas com as distribuições devidas à aplicação de uma carga central, dado que estas se

encontram distribuídas de maneira semelhante, apenas com a diferença de estarem mais concentradas do lado direito, como se pode observar na Fig. 3.17..

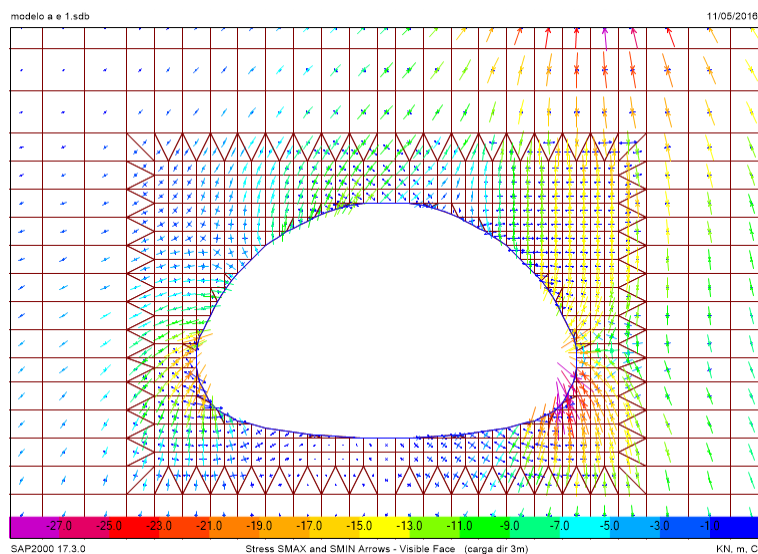


Fig. 3.16. - Exemplo da distribuição das tensões principais no solo devido à ação de uma carga pontual lateral

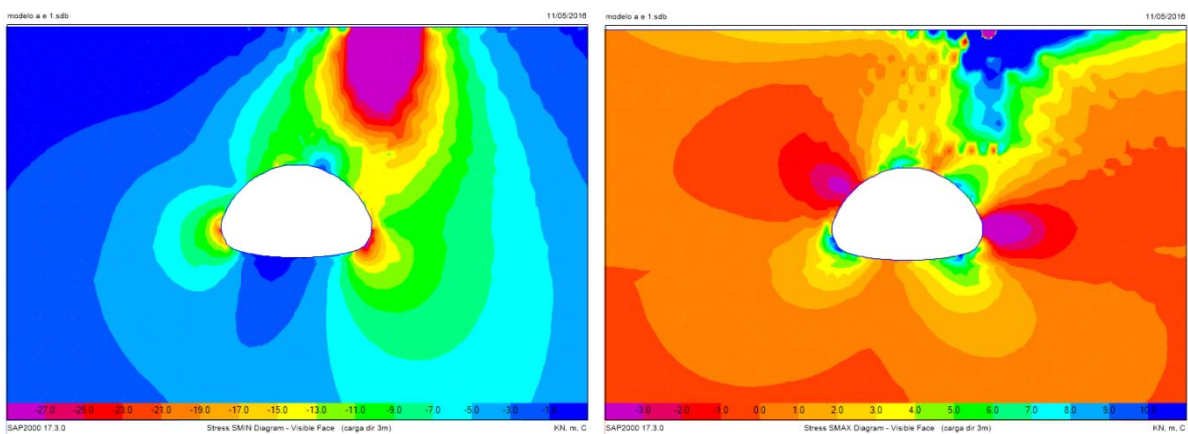


Fig. 3.17. - Exemplo da distribuição das tensões principais mínimas, à esquerda, e máximas, à direita, em kPa, no solo devido à ação de uma carga pontual lateral

Nas Fig. 3.18. e Fig. 3.19., são apresentados os resultados do campo de tensões, quando aplicada a carga lateral, de todos os casos estudados.

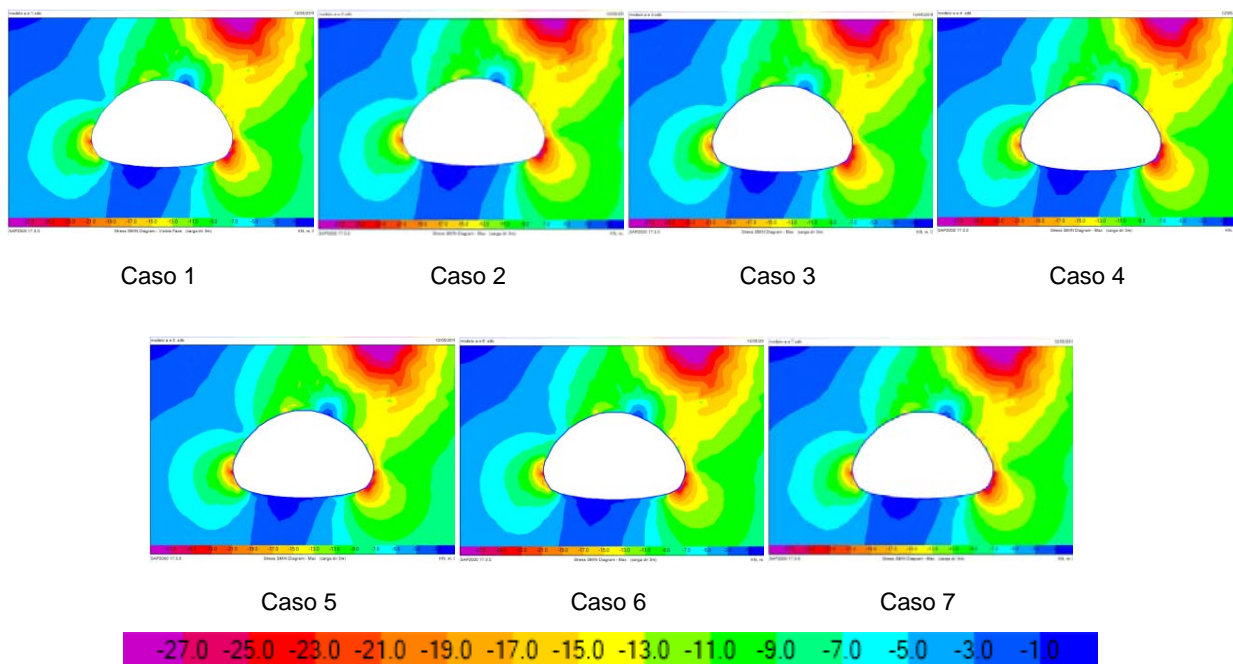


Fig. 3.18. - Distribuição das tensões principais mínimas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual lateral para os diferentes casos estudados

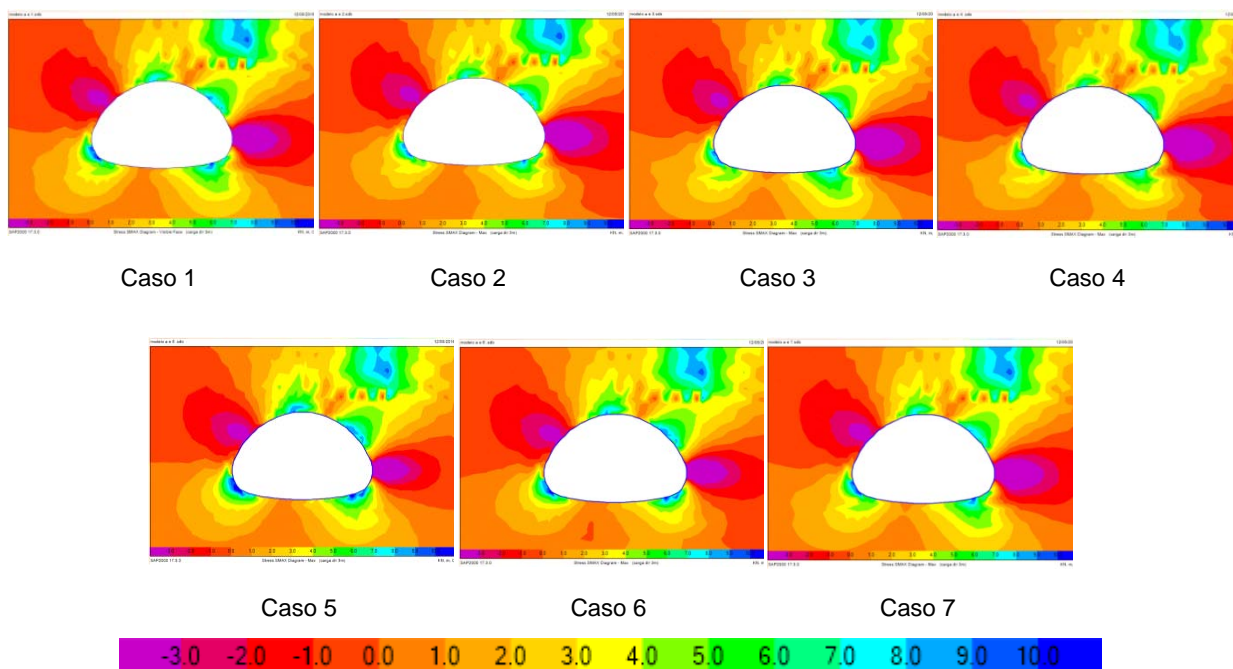


Fig. 3.19. - Distribuição das tensões principais máximas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual lateral para os diferentes casos estudados

À semelhança do que foi verificado nos dois casos de carga anteriores, também quando aplicada uma carga lateral, as diferenças nos campos de tensões dos diferentes casos estudados são muito reduzidas.

3.3.3.2. Esforço Axial na Estrutura

Na Fig. 3.20. apresenta-se um diagrama tipo dos esforços axiais que ocorrem devido à ação de uma carga pontual lateral, seguindo-se, no Quadro 3.7., a apresentação dos valores máximos da compressão e de tração resultantes na estrutura.

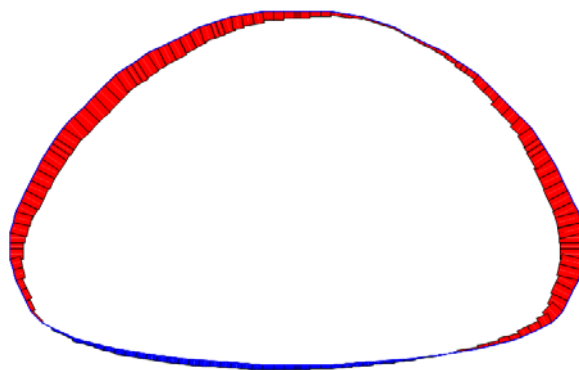


Fig. 3.20. - Exemplo da distribuição de esforços axiais na estrutura devido à ação de uma carga pontual lateral

Quadro 3.7. - Valores máximos do esforço axial na estrutura, em kN, devido à ação de uma carga pontual lateral para os diferentes casos estudados

	Caso1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Coefficiente de variação
Compressão	-23,2	-23,8	-24,3	-24,8	-21,2	-22,0	-23,2	5,4%
Tração	5,6	4,0	4,7	3,3	6,6	4,9	4,8	21,9%

Como já aconteceu nos dois casos de carga anteriormente apresentados, os valores dos esforços de compressão são muito semelhantes entre si. Também se pode considerar que não há muita discrepância entre os valores de tração, apesar de terem um coeficiente de variação maior, devido aos seus valores serem reduzidos, como já se explicou no caso de carga anterior. Pode-se constatar que, à semelhança do que acontece quando aplicada a carga central, os maiores valores de tração acontecem no caso em que acontecem os menores esforços de compressão, Caso 5, e que os menores valores de tração acontecem no caso em que ocorrem os maiores valores de compressão, Caso 4.

3.3.3.3. Momentos Fletores na Estrutura

Na Fig. 3.21. apresenta-se um diagrama tipo dos momentos fletores que ocorrem devido à ação de uma carga pontual lateral, seguindo-se, no Quadro 3.8., da apresentação dos valores máximos de momento negativo e positivo resultantes na estrutura.

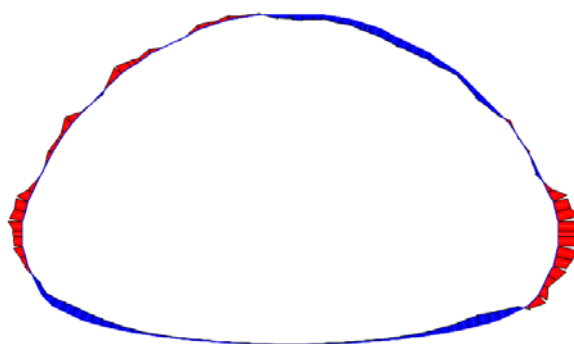


Fig. 3.21. - Exemplo da distribuição de momentos fletores na estrutura devido à ação de uma carga pontual lateral

Quadro 3.8. - Valores máximos do momento fletor na estrutura, em kN.m, devido à ação de uma carga pontual lateral para os diferentes casos estudados

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Coeficiente de variação
Negativo	-0,73	-0,74	-0,98	-0,99	-0,49	-0,50	-0,51	30,9%
Positivo	0,35	0,36	0,50	0,51	0,22	0,23	0,24	35,8%

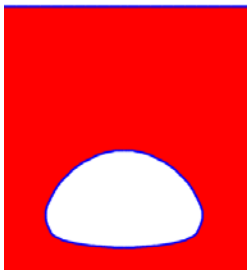
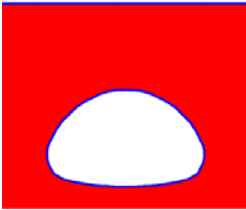
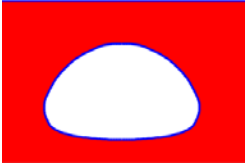
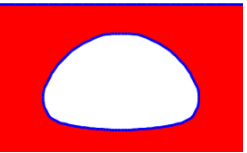
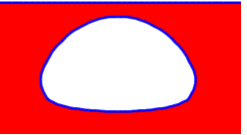
Percebe-se que, apesar do seu coeficiente de variação, os valores dos momentos fletores são próximos, como já aconteceu no caso da carga pontual central. Também à semelhança do que aconteceu no caso da carga central, observa-se que os momentos fletores são máximos nos casos que têm um solo menos rígido e mínimos nos casos que têm um solo mais rígido.

3.4. VARIAÇÃO DA ALTURA DE ATERRO

Este ponto tem como objetivo comparar o comportamento da estrutura de aço corrugado quando esta possui diferentes alturas de solo acima do seu ponto mais alto. Para esta análise optou-se por adotar a deformabilidades do solo correspondente ao Caso 1 do ponto anterior. Estudou-se o efeito dos mesmos carregamentos estudados no ponto anterior, com a adição do estudo dos efeitos de uma carga de veículo tipo que corresponderá à definida no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (Diário da República 1983) para sobrecargas em pontes rodoviárias. Este carregamento foi estudado no modelo tridimensional devido à sua configuração.

Admitiram-se cinco casos de alturas para serem estudadas e que são mostradas no Quadro 3.9.. Neste ponto, sempre que for utilizada a expressão "altura de solo" está-se a referir à espessura da camada de solo existente acima da parte superior da estrutura de aço corrugado.

Quadro 3.9. - Alturas de solo acima da parte superior da estrutura metálica a serem estudadas

Altura 1	Altura 2	Altura 3	Altura 4	Altura 5
				
5 m	3 m	1,5 m	1 m	0,5 m

Estudou-se o mesmo tipo de resultados que anteriormente foram apresentados, ou seja, campos de tensões máximas e mínimas, esforços axiais e momentos fletores.

3.4.1. EFEITOS DEVIDO À AÇÃO DO PESO PRÓPRIO

Neste ponto efetuou-se a análise do modelo carregando-o apenas com o seu peso próprio.

3.4.1.1. Tensões no Solo

São apresentados nas Fig. 3.22. e Fig. 3.23. os pormenores das zonas mais críticas dos campos de tensões principais, respetivamente, existentes no solo quando sujeito à ação do peso próprio. Estas imagens focalizam-se na zona que se pretende mostrar pelo que em alguns casos não é possível incluir toda a altura de solo existente a cima da estrutura nas mesmas.

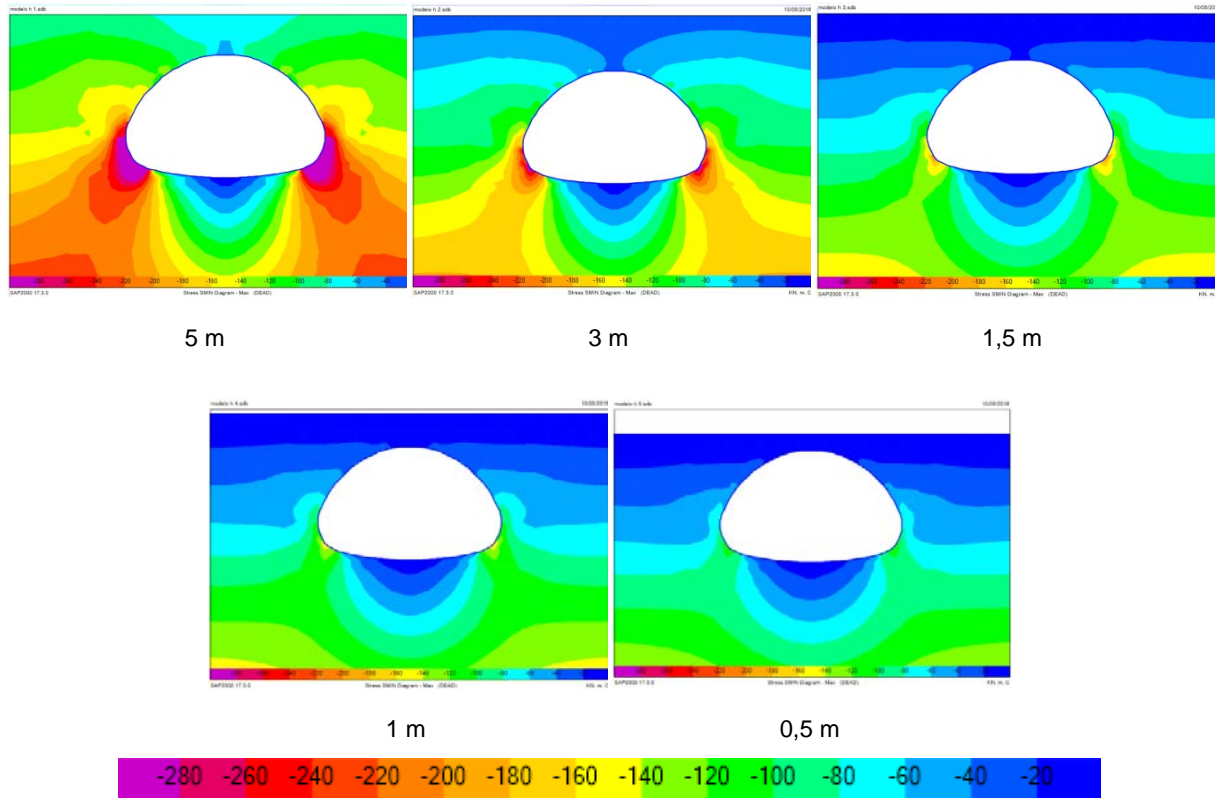


Fig. 3.22. - Distribuição das tensões principais mínimas no solo, em kPa, devido à ação do peso próprio para as diferentes alturas estudadas

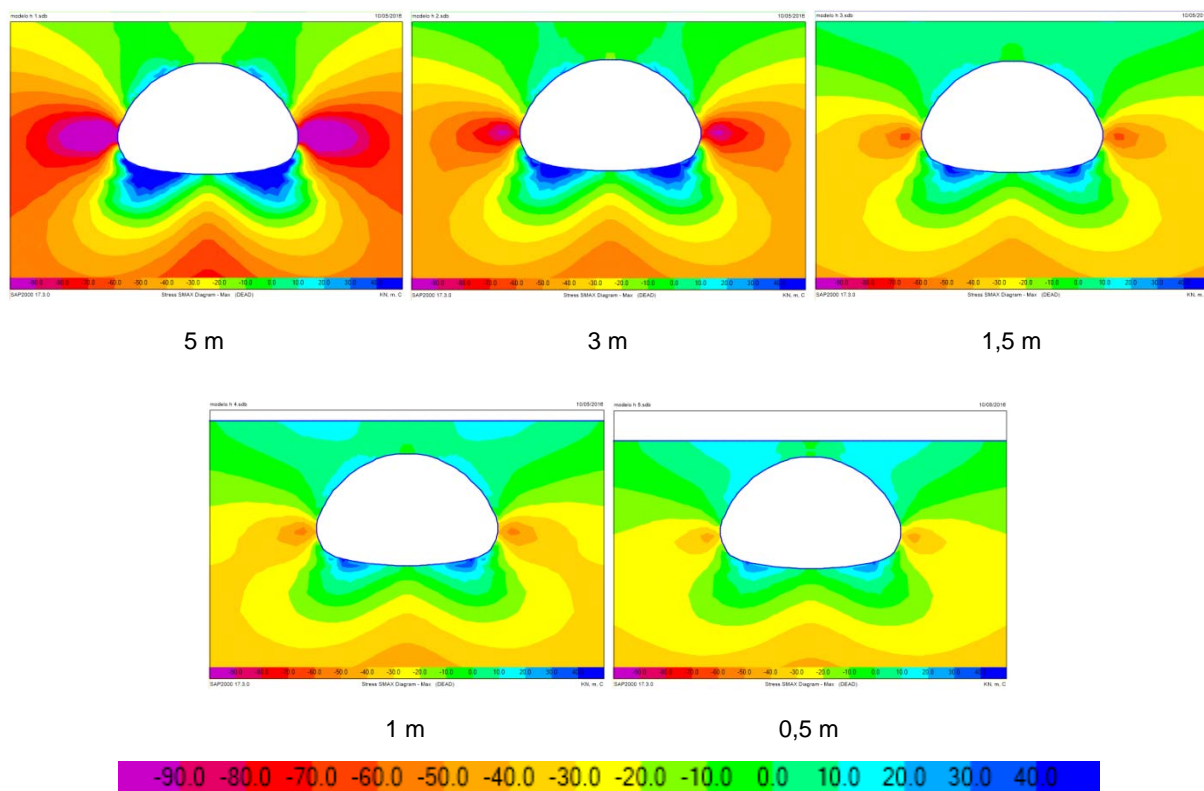


Fig. 3.23. - Distribuição das tensões principais máximas no solo, em kPa, devido à ação do peso próprio para as diferentes alturas estudadas

A partir destas figuras consegue-se perceber que, apesar do nível de tensão aumentar com o aumento da altura de solo, o modo como as tensões se distribuem não varia com a variação da altura de solo acima da estrutura.

Por outro lado se a altura de solo for muito elevada existe o risco de se atingir níveis de tensão, junto à estrutura metálica, não suportáveis pelo próprio solo.

3.4.1.2. Esforço axial na Estrutura

Apresenta-se na Fig. 3.24. um diagrama tipo da distribuição de esforços axiais na estrutura devido à ação do peso próprio e, no Quadro 3.10., apresentam-se os valores máximos de compressão existente na mesma para todas as alturas de solo estudadas.

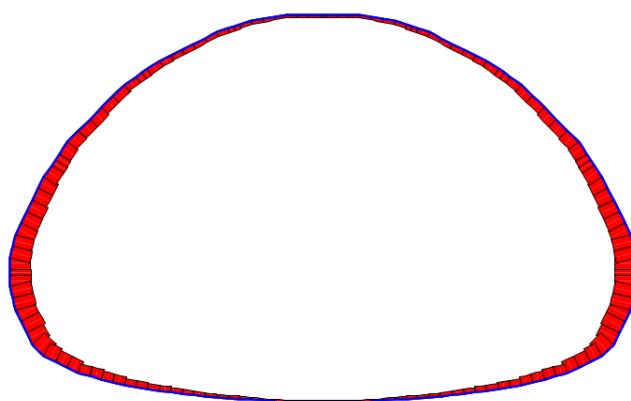


Fig. 3.24. - Exemplo de distribuição de esforços axiais da estrutura devido à ação do peso próprio (exemplo da altura mais baixa)

Quadro 3.10. - Valores máximos de compressão na estrutura, em kN, devido à ação do peso próprio para as diferentes alturas estudadas

5 m	3 m	1,5 m	1 m	0,5 m
-356	-242	-183	-124	-94

Para melhor compreensão dos valores acima referidos, apresenta-se na Fig. 3.25. o gráfico dos valores do esforço axial na estrutura em função da altura de solo existente. A partir do gráfico percebe-se que o aumento de esforço axial devido ao aumento da altura do solo é sensivelmente linear e que este aumento é de aproximadamente 56,546 kN por metro de altura de solo.

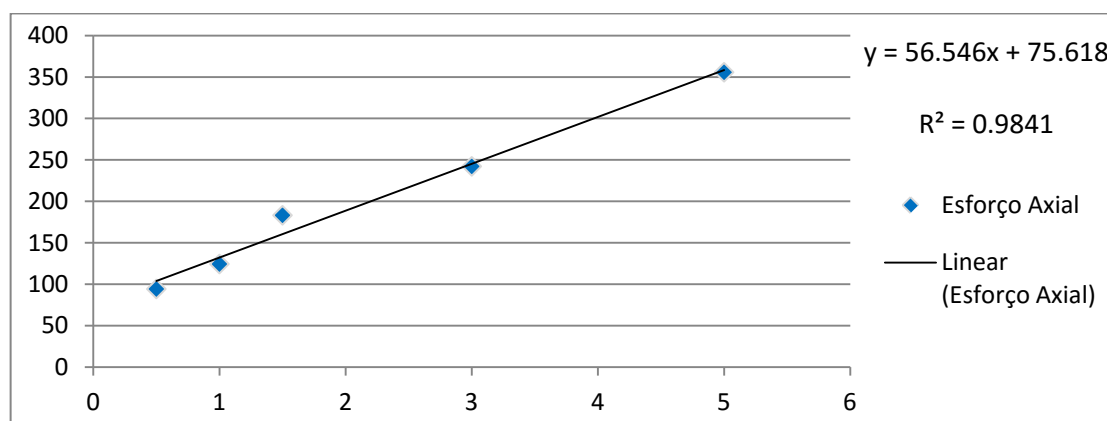


Fig. 3.25. - Esforço axial, em kN, devido à ação do peso próprio em função da altura de solo

Os momentos fletores gerados devido à ação do peso próprio são muito baixos devido ao efeito já explicado no capítulo anterior, no ponto 2.2, pelo que foram considerados desprezáveis nesta situação.

3.4.2. EFEITOS DEVIDO À AÇÃO DE UMA CARGA PONTUAL CENTRAL

Neste ponto, analisou-se o modelo carregando-o apenas com uma carga concentrada de 100 kN, alinhada com o eixo central da estrutura metálica.

3.4.2.1. Tensões no Solo

Os pormenores das zonas mais críticas das distribuições de tensões principais no solo devido à ação de uma carga pontual central apresentam-se nas Fig. 3.26. e Fig. 3.27., respetivamente.

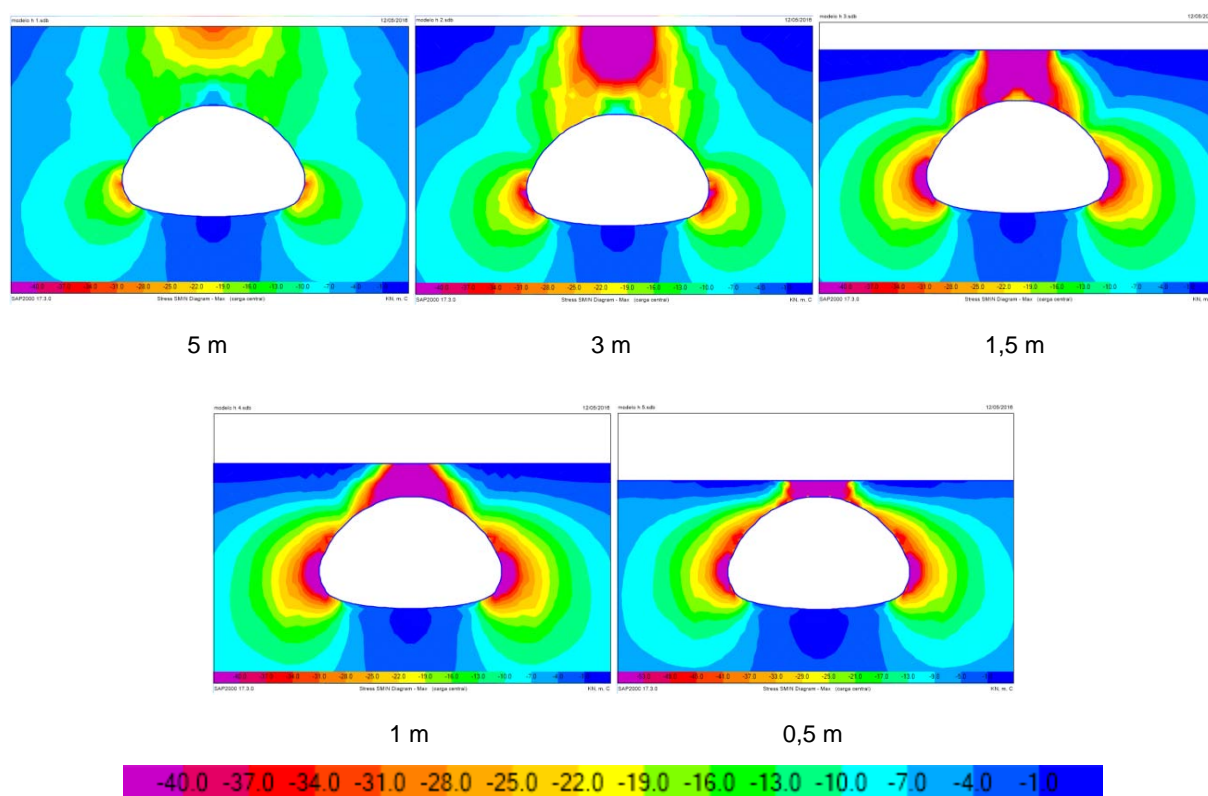


Fig. 3.26. - Distribuição das tensões principais mínimas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual central para as diferentes alturas estudadas

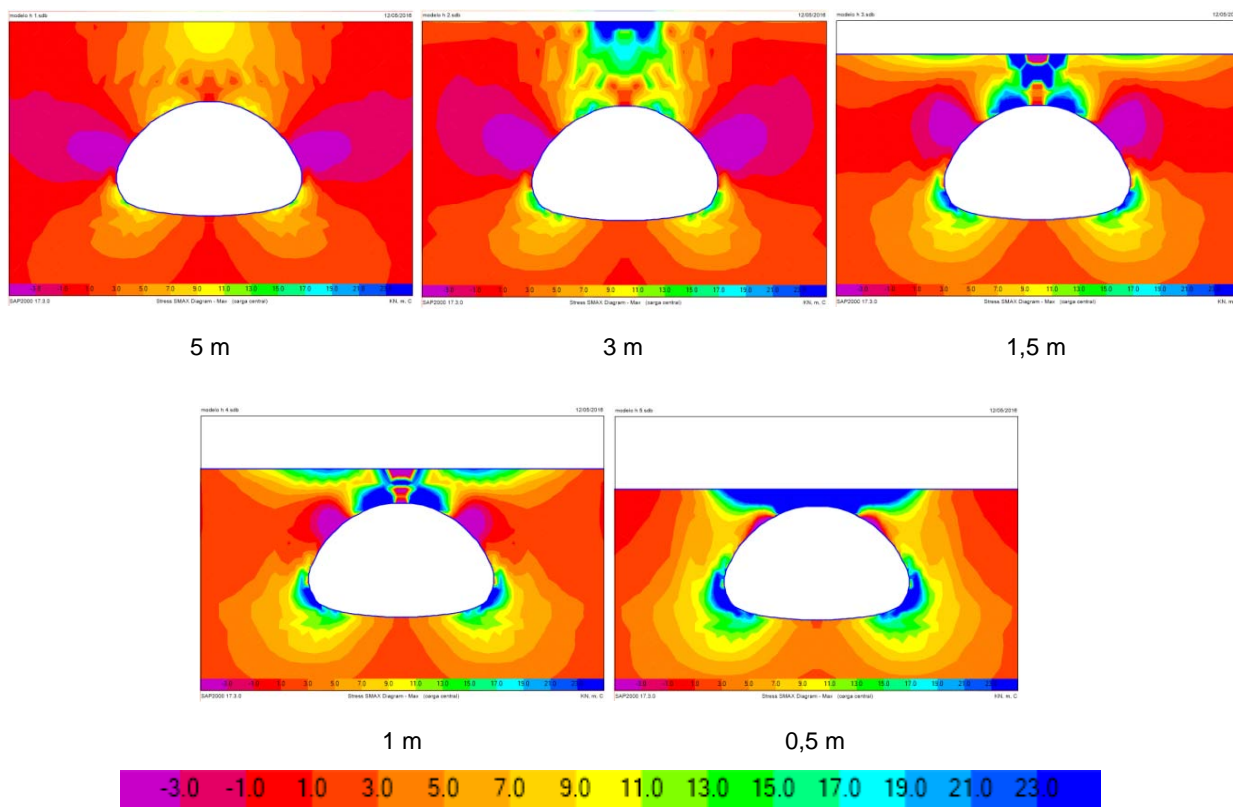


Fig. 3.27. - Distribuição das tensões principais máximas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual central para as diferentes alturas estudadas

Nesta situação consegue-se perceber que quanto maior a altura de solo mais a carga se dissipa neste, causando assim tensões menores no solo que envolve a estrutura metálica. Em volta desta, as tensões mais elevadas são concentradas junto às zonas de menor raio, nas situações de maior altura de solo acima da estrutura, e à medida que a altura de solo diminui as tensões vão-se concentrando também na parte superior da estrutura, chegando mesmo a ser muito elevadas desde a zona de menor raio da estrutura até ao seu topo no caso de altura mais reduzida.

3.4.2.2. Esforço Axial na Estrutura

Os diagramas de esforços axiais da estrutura metálica nos diferentes casos de alturas de solo devido à ação de uma carga pontual central apresentam-se na Fig. 3.28. e os respetivos valores máximos apresentam-se no Quadro 3.11..

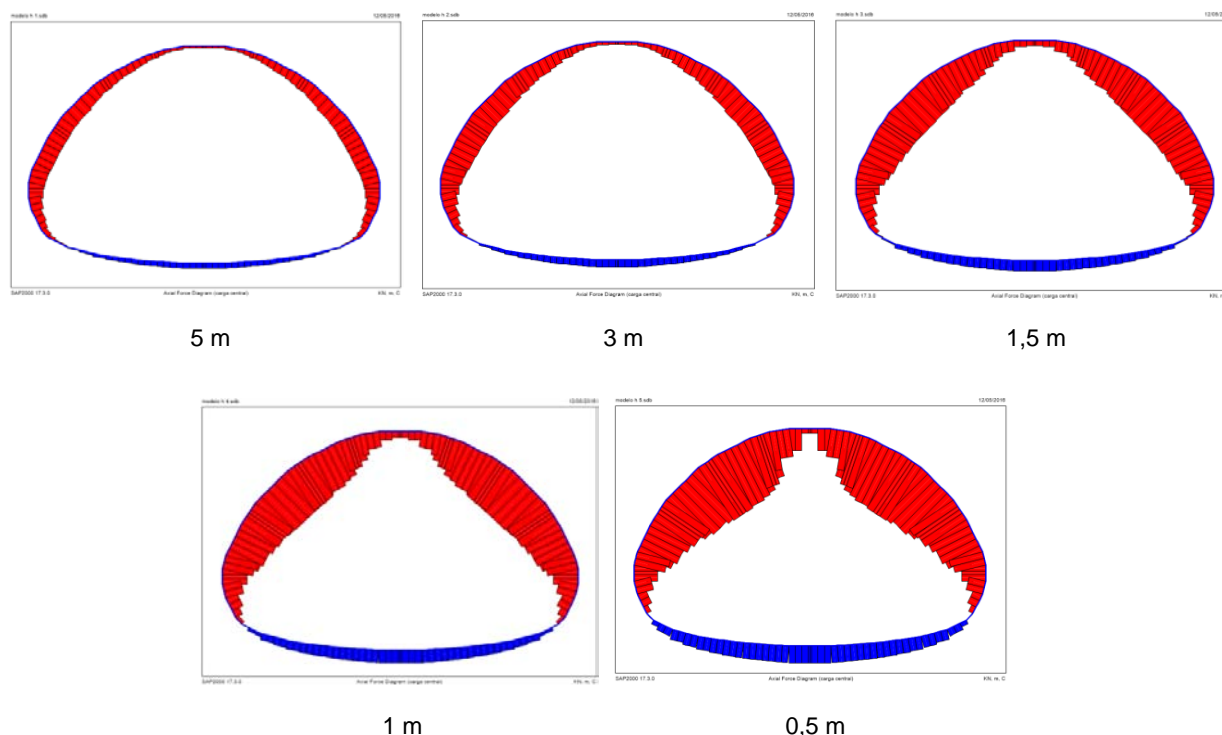


Fig. 3.28. - Distribuição esforços axiais na estrutura devido à ação de uma carga pontual central para as diferentes alturas estudadas

Quadro 3.11. - Valores máximos de esforço axial na estrutura, em kN, devido à ação de uma carga pontual central para as diferentes alturas de solo estudadas

	5 m	3 m	1,5 m	1 m	0,5 m
Compressão	-27,4	-39,6	-60,2	-74,1	-98,3
Tração	8.2	11.2	16.1	19.7	26.3

Nestes diagramas, para além de se observar a maior influência da carga, nos esforços axiais, com a diminuição da altura de recobrimento, observa-se também a mudança de distribuição dos esforços axiais na estrutura. Enquanto que com uma grande altura de solo acima da estrutura existe uma distribuição relativamente uniforme de esforços, com a diminuição desta os esforços axiais de compressão tendem a concentrar-se na zona diagonal superior da estrutura.

3.4.2.3. Momentos Fletores na Estrutura

Os diagramas de momentos flectores existentes na estrutura metálica nos diferentes casos de alturas de solo devido à ação de uma carga pontual central apresentam-se na Fig. 3.29. e os respetivos valores máximos apresentam-se no Quadro 3.12..

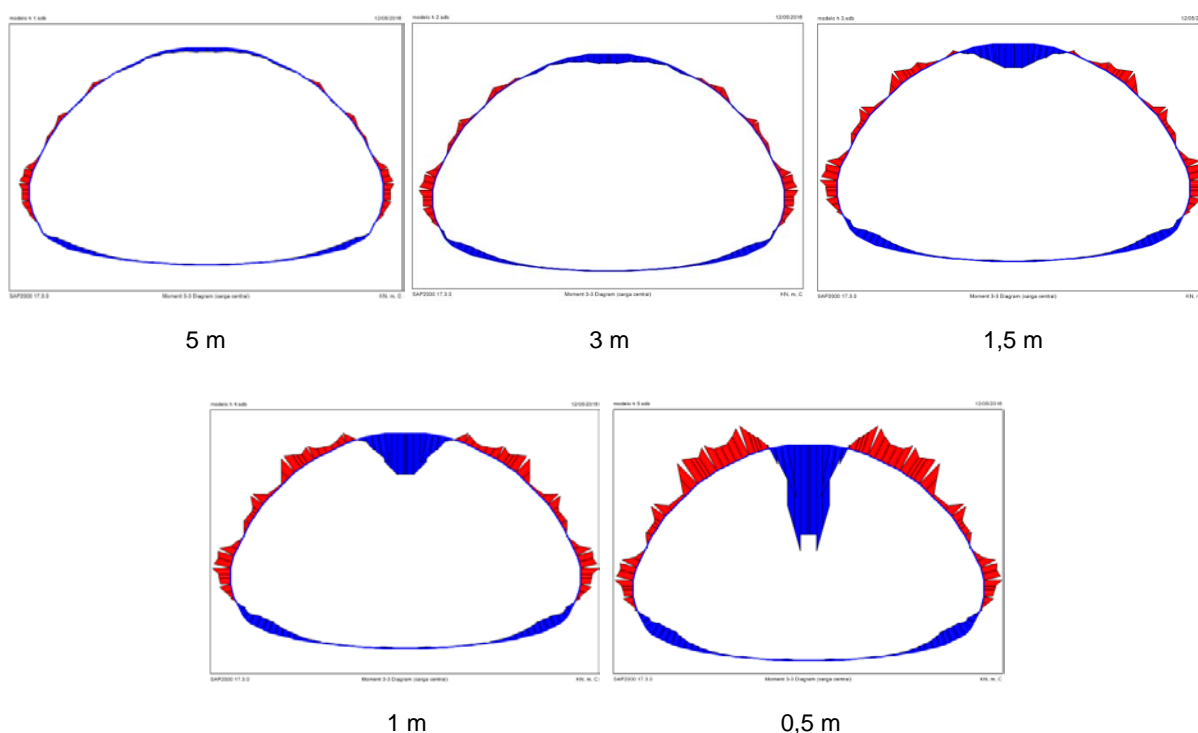


Fig. 3.29. - Distribuição momentos fletores na estrutura devido à ação de uma carga pontual central para as diferentes alturas estudadas

Quadro 3.12. - Valores máximos do momento fletor na estrutura, em kN.m, devido à ação de uma carga pontual lateral para as diferentes alturas de solo estudadas

	5 m	3 m	1,5 m	1 m	0,5 m
Negativo	-0,80	-1,05	-1,32	-1,49	-2,37
Positivo	0,45	0,69	1,83	3,22	8,25

Nesta evolução de alturas é possível confirmar o modo de funcionamento desta estrutura, pois quanto maiores são as deformações transversais, em relação ao eixo principal dos elementos da estrutura, maior é o momento fletor. Estas deformações devem-se à grande concentração de tensões muito elevadas numa zona específica da estrutura em relação ao nível de tensões existentes na sua restante secção. Quanto mais altura de solo separar a carga pontual da estrutura, mais estas tensões se dissipam no solo impedindo a formação de momentos fletores na estrutura metálica. No caso de altura mais reduzida as tensões induzidas pela carga pontual dissipam-se muito pouco infligindo uma grande deformação transversal na secção da estrutura e provocando momentos fletores de valor muito elevado.

3.4.3. EFEITOS DEVIDO À AÇÃO DE UMA CARGA PONTUAL LATERAL

Neste ponto, analisou-se o modelo carregando-o apenas com uma carga concentrada de 100 kN, alinhada a 3m à direita do eixo central da estrutura metálica.

3.4.3.1. Tensões no Solo

Os pormenores das zonas mais críticas das distribuições de tensões principais no solo devido à ação de uma carga pontual lateral apresentam-se nas Fig. 3.30. e Fig. 3.31. respetivamente.

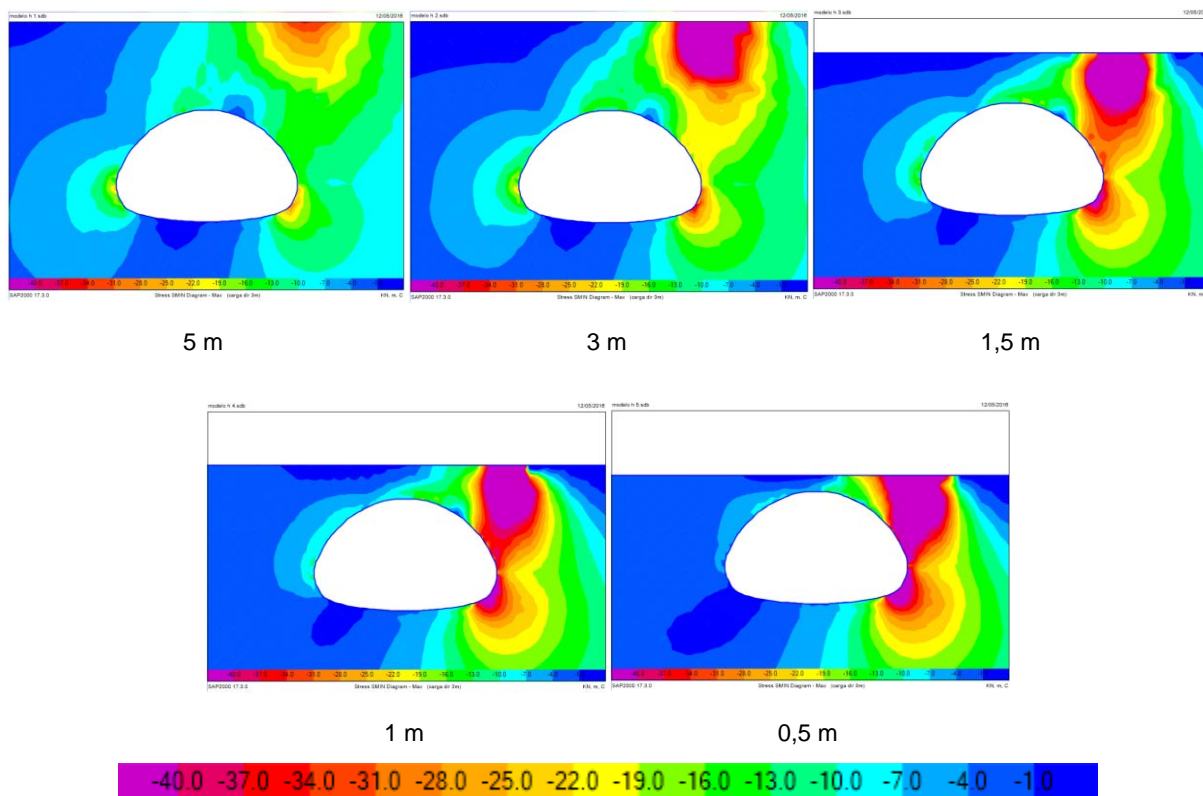


Fig. 3.30. - Distribuição das tensões principais mínimas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual lateral para as diferentes alturas estudadas

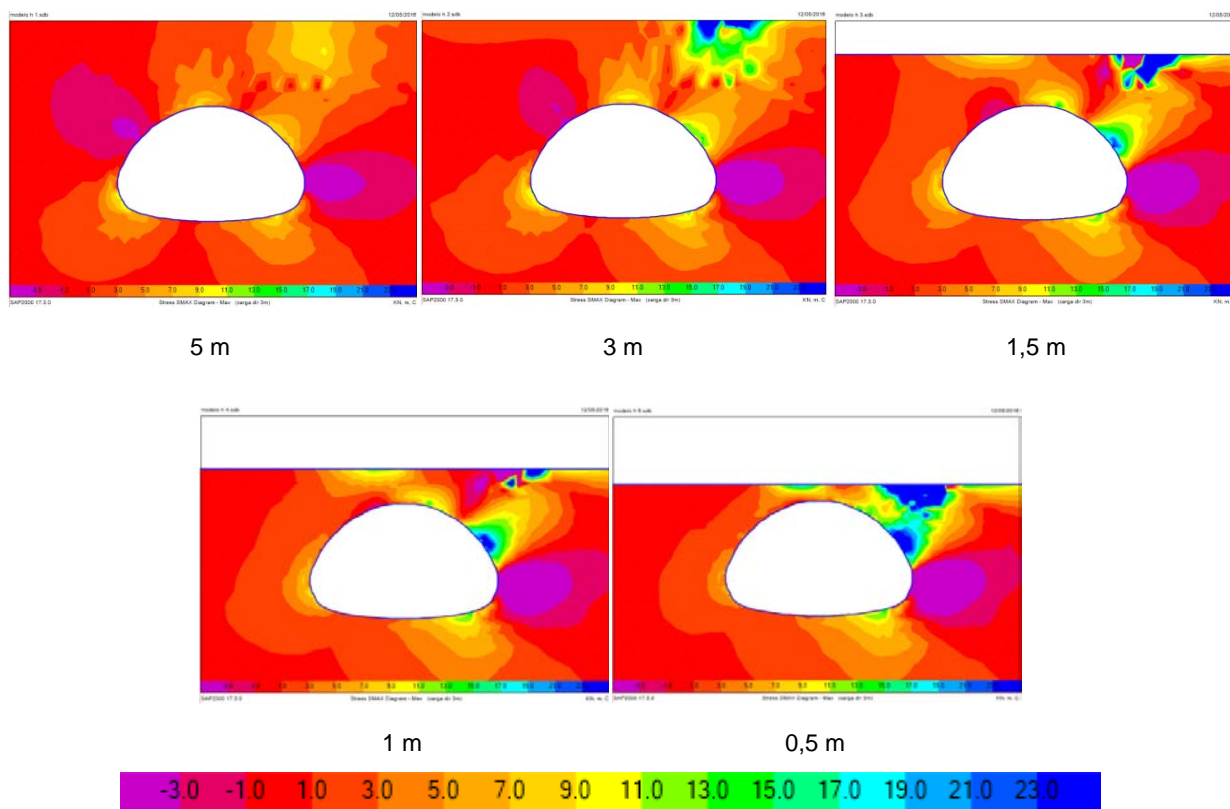


Fig. 3.31. - Distribuição das tensões principais máximas no solo, em kPa, devido à ação de uma carga pontual lateral para as diferentes alturas estudadas

Este caso de carga propicia no solo um comportamento semelhante ao ocorrido quando aplicada uma carga central, sendo que, neste caso, a concentração de tensões elevadas acontece apenas do lado da estrutura em que foi aplicada a carga.

3.4.3.2. Esforço Axial na Estrutura

Os diagramas de esforços axiais da estrutura metálica, nos diferentes casos de alturas de solo devido à ação de uma carga pontual lateral, apresentam-se na Fig. 3.32. e os respectivos valores máximos apresentam-se no Quadro 3.13..

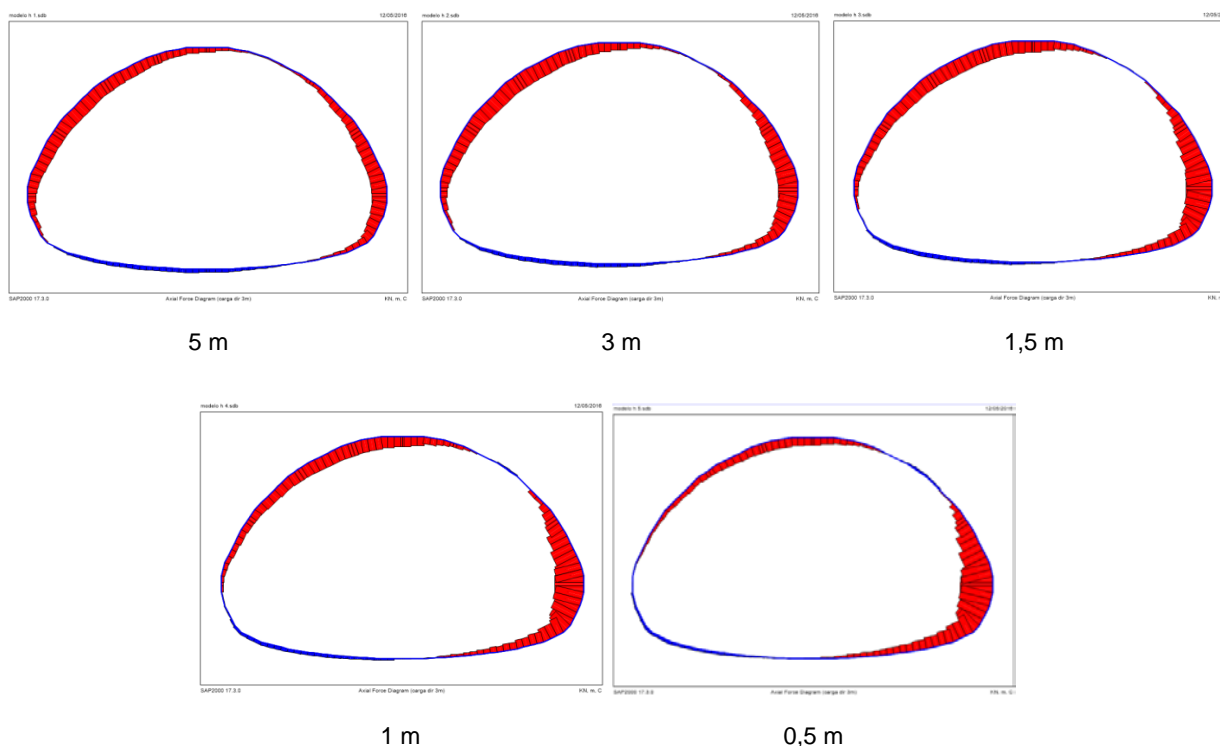


Fig. 3.32. - Distribuição esforços axiais na estrutura devido à ação de uma carga pontual lateral para as diferentes alturas estudadas

Quadro 3.13. - Valores máximos de esforço axial na estrutura, em kN, devido à ação de uma carga pontual lateral para as diferentes alturas de solo estudadas

	5 m	3 m	1,5 m	1 m	0,5 m
Compressão	-23,2	-30,2	-39,2	-43,6	-49,2
Tração	5,6	5,8	5,3	4,8	4,1

Comparando com a situação de ação da carga central, denota-se uma disposição diferente de esforços axiais na estrutura devido à assimetria do ponto de aplicação da carga em relação à geometria da estrutura. Nota-se também que os valores destes esforços em cada situação são mais reduzidos que os causados pela carga central. Este efeito deve-se à maior quantidade de solo existente entre o ponto de aplicação da carga e a estrutura. Tal como acontece quando se aumenta a altura de solo acima da estrutura, também quando a quantidade de solo entre a carga e a estrutura metálica aumenta, a influência que esta carga tem nos esforços axiais da estrutura diminui.

3.4.3.3. Momentos Fletores na Estrutura

Os diagramas de momentos fletores existentes na estrutura metálica, nos diferentes casos de alturas de solo devido à ação de uma carga pontual lateral, apresentam-se na Fig. 3.33. e os respetivos valores máximos apresentam-se no Quadro 3.14..

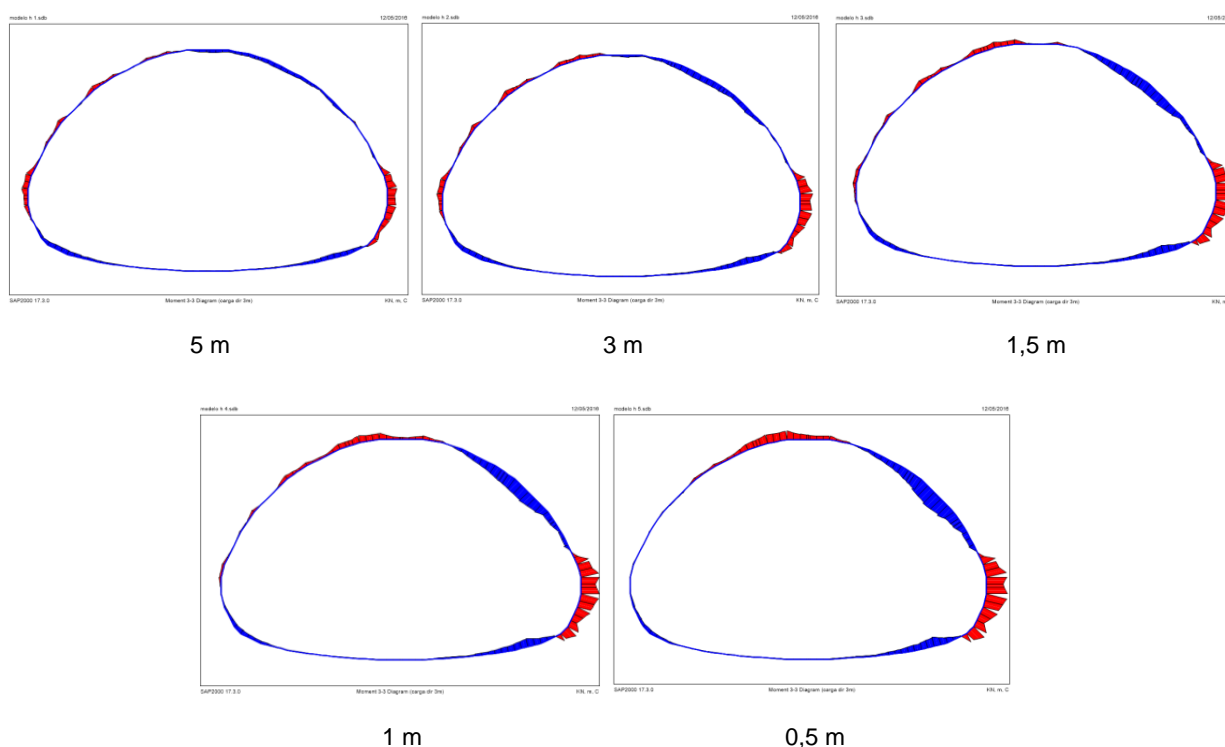


Fig. 3.33. - Distribuição momentos fletores na estrutura devido à ação de uma carga pontual lateral para as diferentes alturas estudadas

Quadro 3.14. - Valores máximos do momento fletor na estrutura, em kN.m, devido à ação de uma carga pontual lateral para as diferentes alturas de solo estudadas

	5 m	3 m	1,5 m	1 m	0,5 m
Negativo	-0,73	-0,95	-1,25	-1,40	-1,61
Positivo	0,35	0,46	0,74	0,94	1,20

Em comparação com o comportamento desencadeado pela ação da carga central, estes diagramas apresentam valores de momentos muito mais reduzidos, especialmente nas situações de pouca altura de solo acima da estrutura. Tal efeito deve-se ao facto de, apesar das alturas de solo serem as mesmas, a quantidade de solo situada entre o ponto de aplicação da carga e a estrutura ser razoavelmente maior, devido ao seu desvio do eixo central desta. Sendo assim, as tensões impostas pela ação da carga pontual lateral dissipam-se muito mais que na situação de ação da carga pontual central. Então, as deformações infligidas na estrutura são menores, provocando também momentos fletores menores.

3.4.4. EFEITOS DEVIDO À AÇÃO DA CARGA DE UM VEÍCULO

Neste ponto avaliou-se a ação da carga de um veículo tipo na estrutura que tem vindo a ser estudada. Como este tipo de carregamento é feito em dois níveis diferentes no que toca à terceira dimensão da passagem hidráulica, optou-se por estudar este efeito no modelo tridimensional.

O posicionamento das cargas no modelo pode ser observado na Fig. 3.34.. Este veículo é constituído por três eixos separados entre si de 1,5m e as rodas estão afastadas de 2,0m na direção do eixo. Cada roda transmite ao modelo uma carga de 100 kN, transmitindo assim o veículo 600 kN ao solo.

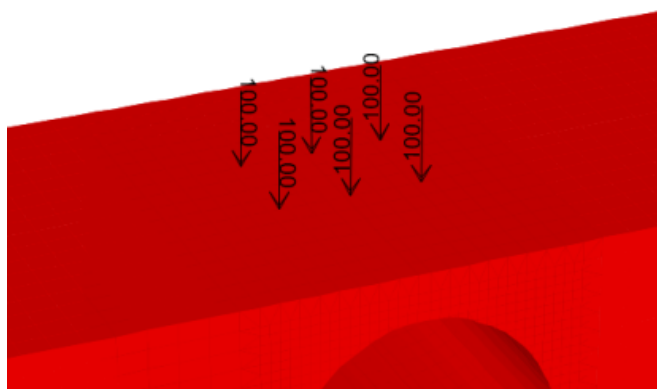


Fig. 3.34. - Posicionamento e valor das cargas aplicadas para a ação do veículo tipo no modelo tridimensional

Optou-se por estudar apenas duas situações de alturas diferentes de solo acima da parte superior da estrutura, tendo a primeira uma camada de 5 m acima da estrutura metálica e a segunda 1 m.

Na Fig. 3.35. observam-se os mapas de esforços axiais devido à ação deste veículo tipo nos elementos de casca que representam a estrutura de aço corrugado no modelo tridimensional.

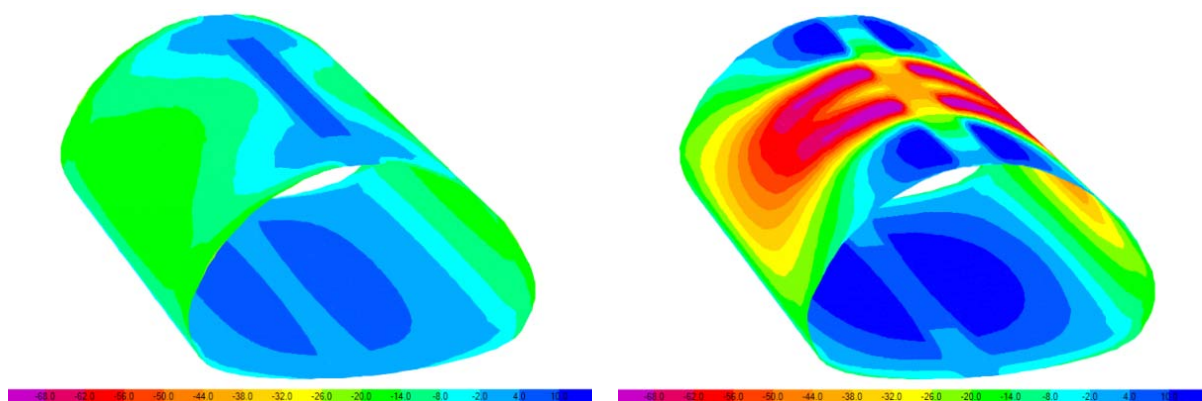


Fig. 3.35. - Distribuição de esforços axiais, em kN, no modelo tridimensional devido à ação de um veículo tipo, à esquerda, com 5m de solo acima da estrutura e, à direita, com 1m de solo acima da estrutura

Como era expectável, percebe-se que o efeito desta carga se faz sentir muito mais no caso em que a estrutura tem uma altura de recobrimento menor devido às tensões não se dissiparem tanto no solo. Esta questão é especialmente importante neste caso, como se percebe no caso de 5m de altura de solo, a secção com esforços axiais máximos é a secção que se posiciona no mesmo plano vertical, e transversal ao eixo da estrutura, que o centro do veículo tipo, enquanto que no caso de 1m de altura de solo, devido à menor dissipação de tensões, as secções que comportam os esforços axiais máximos são as que se posicionam nos planos verticais que atravessam cada conjunto de três rodas. Como tal percebe-se que, nem toda a carga exercida pelo veículo tipo contribui para o esforço axial máximo da estrutura de aço corrugado.

4

Estudo do comportamento de passagens hidráulicas reforçadas, com danificação do aço corrugado

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se comparar dois métodos distintos de análise estrutural aplicados à análise da estrutura reforçada da passagem hidráulica de aço corrugado. O tipo de reforço que se estudou foi o reforço com betão armado. Destes dois métodos o primeiro consiste na análise linear da estrutura de betão que reforça a estrutura de aço corrugado. O segundo método considera o efeito do faseamento construtivo da execução do reforço estrutural na análise da estrutura reforçada na sua globalidade, abrangendo assim a interação entre o aço e o betão e ainda mostrando a influência da danificação do aço corrugado no comportamento da estrutura reforçada.

É ainda efetuada a comparação da ação dos dois tipos de sobrecargas regulamentares contempladas no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (Diário da República 1983), a ação de um veículo tipo e a ação de uma carga uniformemente distribuída transversal, por forma a definir qual a mais influente nos esforços da estrutura reforçada.

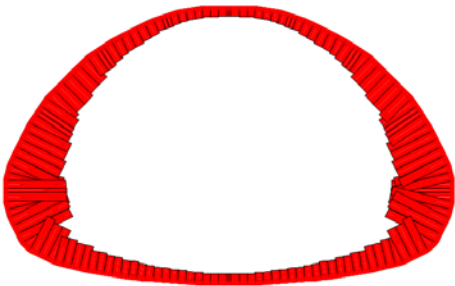
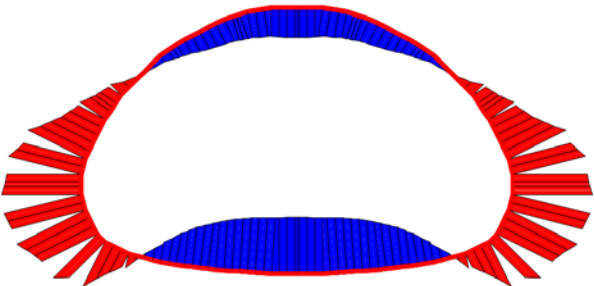
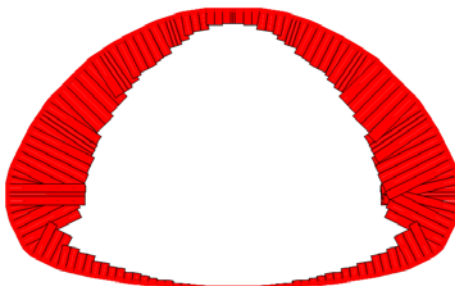
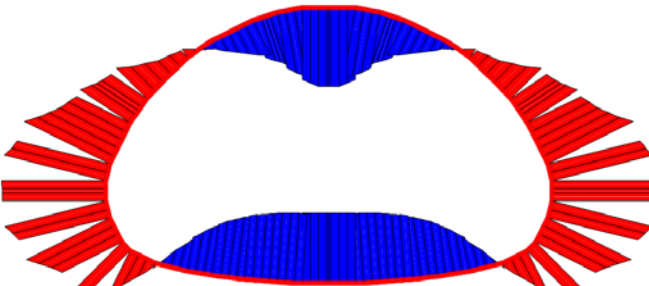
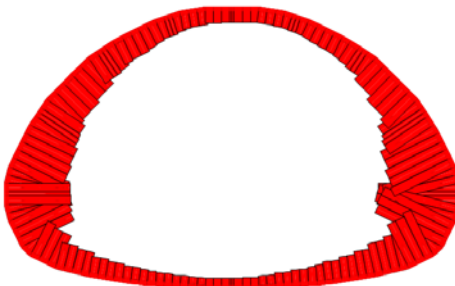
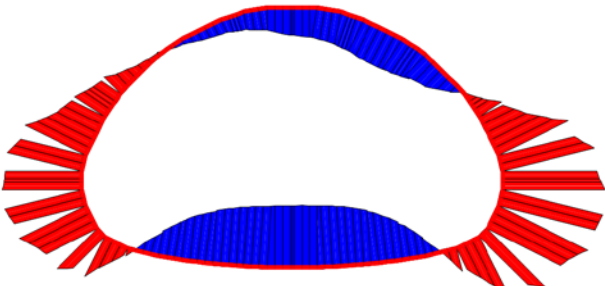
4.2. ANÁLISE LINEAR

O procedimento normalmente utilizado para estudar e dimensionar este tipo de reforço baseia-se na consideração de uma estrutura de betão, independente da estrutura de aço, e análise do seu comportamento submetida diretamente à ação do peso próprio e cargas variáveis, ou seja, a estrutura de betão é analisada como se fosse idealizada para constituir uma passagem hidráulica de raiz, sem nunca lá ter existido a estrutura de aço corrugado.

Para ser possível fazer a comparação dos dois métodos de análise foi realizado um modelo bidimensional, idêntico aos modelos anteriormente estudados, substituindo a secção de aço corrugado por uma secção de betão de características C20/25 e de 0,20 m de espessura. Adotou-se a altura de 1m de solo acima da parte superior da estrutura. Os casos de carga utilizados são os já utilizados e explicados no capítulo anterior, ação do peso próprio, ação de uma carga concentrada central e ação de uma carga concentrada lateral. Para este estudo optou-se por analisar o comportamento da estrutura quando submetida à ação do peso próprio em combinação com a ação das cargas concentradas de maneira a obter resultados mais fidedignos em relação ao comportamento de uma estrutura em utilização.

Os resultados desta análise linear, sejam estes diagramas e valores máximos de esforços axiais e momentos fletores, são apresentados no Quadro 4.1.. Todos os diagramas deste capítulo são apresentados de maneira a serem facilmente comparados, isto é, todos os diagramas de esforços axiais são apresentados com a mesma escala e o mesmo acontece com os diagramas de momentos fletores.

Quadro 4.1. - Esforços axiais e momentos fletores na estrutura de betão armado devido aos diferentes casos de carga e respetivos valores máximos

	Esforços Axiais	Momentos Fletores	
Peso Próprio			
	-150 kN	-50 kN.m	36 kN.m
Peso Próprio + Carga Central			
	-188 kN	-64 kN.m	48 kN.m
Peso Próprio + Carga Lateral			
	-196 kN	-66 kN.m	40 kN.m

Estes resultados mostram-nos o grande efeito que a ação do peso próprio do solo tem na estrutura de betão, tanto a nível de esforços axiais como a nível de momentos fletores. Contrariamente ao que se poderia prever devido ao estudo feito no capítulo anterior, quando conjugada com o peso próprio a carga lateral causa esforços máximos superiores aos causados pela carga central quando também conjugada com o peso próprio. Tal acontecimento é devido ao facto do peso próprio causar esforços máximos em localizações inferiores àquelas em que a carga central os causa e a carga lateral, devido

ao seu desvio, causar esforços máximos em zonas da estrutura mais próximas das mais afetadas pela ação do peso próprio.

Pode-se perceber que, se este comportamento se assemelhar ao comportamento real da estrutura de reforço, a estrutura de betão apresenta momentos fletores elevados para o grau de esforços de compressão existentes, o que provoca trações significativas na secção de betão.

4.3. ANÁLISE COM FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Para realizar este tipo de análise recorreu-se à propriedade "Nonlinear Staged Construction Analysis" existente no SAP2000®. Neste tipo de análise é possível introduzir, carregar, e remover elementos por fases e obter resultados no final de cada fase.


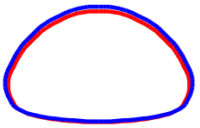
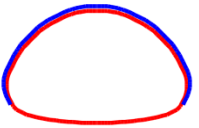
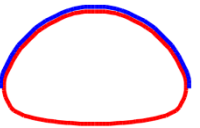
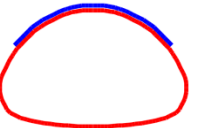

As fases realizadas nesta análise descrevem-se, por ordem de atuação, nos pontos seguintes:

- Introdução da estrutura de aço corrugado e carregamento desta com o seu peso próprio e peso próprio do solo, para simular a construção e tempo de vida da estrutura até à realização do reforço;
- Introdução da estrutura de reforço em betão armado e carregamento do modelo com o peso próprio desta estrutura;
- Carregamento do modelo com as cargas pontuais que simulam cargas variáveis;
- Descarregamento das cargas variáveis;
- Remoção de elementos parciais da estrutura metálica intercalada com o carregamento e descarregamento das cargas pontuais com vista a simular a deterioração do aço corrugado;
- Remoção total da estrutura de aço corrugado;
- Carregamento do modelo com as cargas pontuais de maneira a atingir resultados fiéis ao estado mais gravoso atingível pela estrutura reforçada.

A estrutura de reforço tem a mesma geometria que a estrutura metálica. No modelo foi necessário existir um espaçamento em profundidade entre a estrutura de aço corrugado e a estrutura de betão devido ao programa não aceitar a criação de elementos de barra sobrepostos. O espaçamento em profundidade adotado foi de 0,1m. Para compatibilizar o funcionamento da estrutura metálica com a estrutura de reforço, todos os pontos de ambas as estruturas foram compatibilizados de maneira a terem exatamente os mesmos deslocamentos, fazendo assim com que as duas estruturas trabalhem em conjunto, como se estivessem sobrepostas.

Para melhor perceção das várias fases executadas, apresentam-se no Quadro 4.2. as fases de introdução e remoção de elementos no modelo. Representa-se a azul a estrutura metálica e a vermelho a estrutura de reforço em betão armado. A separação apresentada nas imagens é um efeito de perspetiva efetuado apenas para melhor perceção das duas linhas em separado, não significando uma diferença de geometria entre as duas.

Quadro 4.2. - Representação das diferentes fases da estrutura adotadas no modelo

Estrutura existente	Estrutura reforçada	Primeiro nível de dano no aço corrugado	Segundo nível de dano no aço corrugado	Terceiro nível de dano no aço corrugado	Estrutura de aço totalmente danificada
					

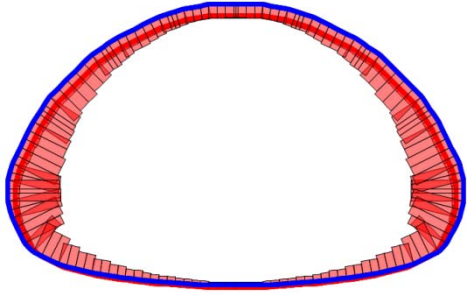
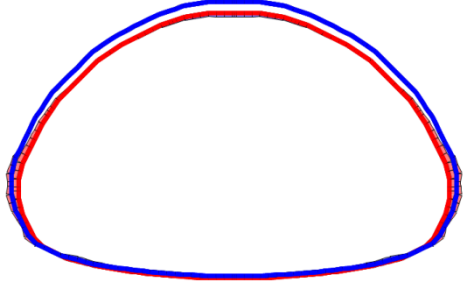
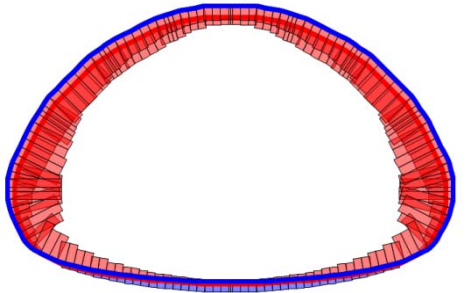
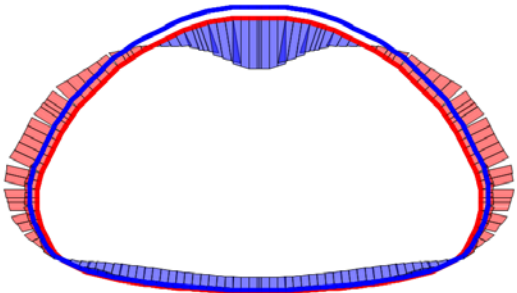
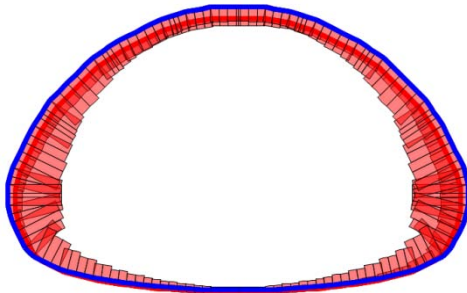
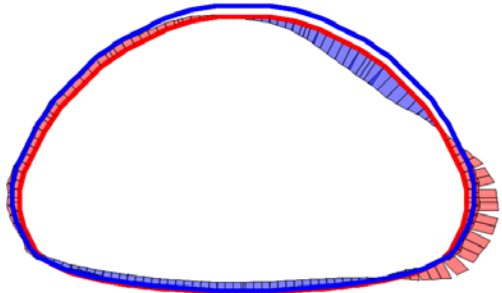
4.3.1. ESTRUTURA REFORÇADA SEM DANO NO AÇO CORRUGADO

A primeira fase a analisar é referente aos esforços resultantes dos vários tipos de carregamentos a que fica sujeita a estrutura reforçada em que o aço corrugado ainda não se encontra danificado. Esta fase equivale ao comportamento da estrutura logo após ser reforçada.

No Quadro 4.3. mostram-se os diagramas, e respetivos valores máximos, de esforço axial e momentos fletores. Como neste tipo de análise existem duas estruturas a trabalhar em conjunto, é essencial perceber a relação entre os esforços de ambas em todas as fases. Para tal são apresentados, para todos os diagramas correspondentes a uma análise com faseamento construtivo neste trabalho, os diagramas de esforços da estrutura de aço e da estrutura de betão sobrepostos.

Comparando com a situação de análise linear, observa-se diretamente que os valores dos esforços são muito menores. Tal acontece devido à deformação, que é necessário acontecer para se mobilizar resistência à ação do peso próprio, já ter acontecido com a estrutura metálica e portanto não ser necessário a estrutura de betão se deformar, e assim adquirir esforços, para que esta carga fique suportada. Na realidade a estrutura de betão apenas suporta o seu próprio peso e a ação das cargas variáveis.

Quadro 4.3. - Esforços axiais e momentos fletores na estrutura de reforçada, analisada tendo em conta o faseamento construtivo, devido aos diferentes casos de carga e respetivos valores máximos no betão - nível 0 de danificação do aço

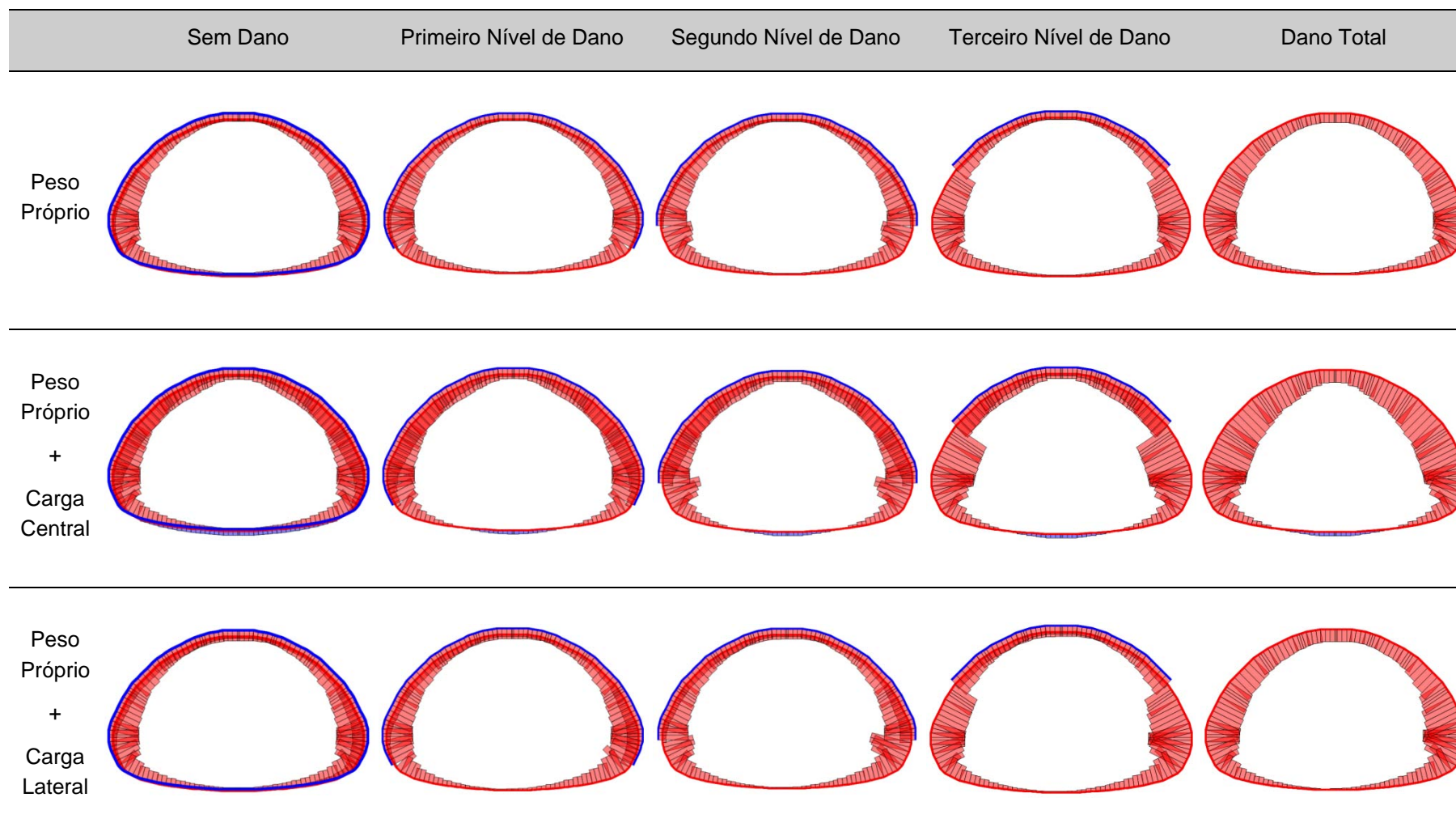
	Esforços Axiais	Momentos Fletores	
Peso Próprio			
	-12 kN	-4 kN.m	3 kN.m
Peso Próprio + Carga Central			
	-62 kN	-22 kN.m	31 kN.m
Peso Próprio + Carga Lateral			
	-50 kN	-20 kN.m	14 kN.m

4.3.2. EVOLUÇÃO DO DANO NO AÇO CORRUGADO

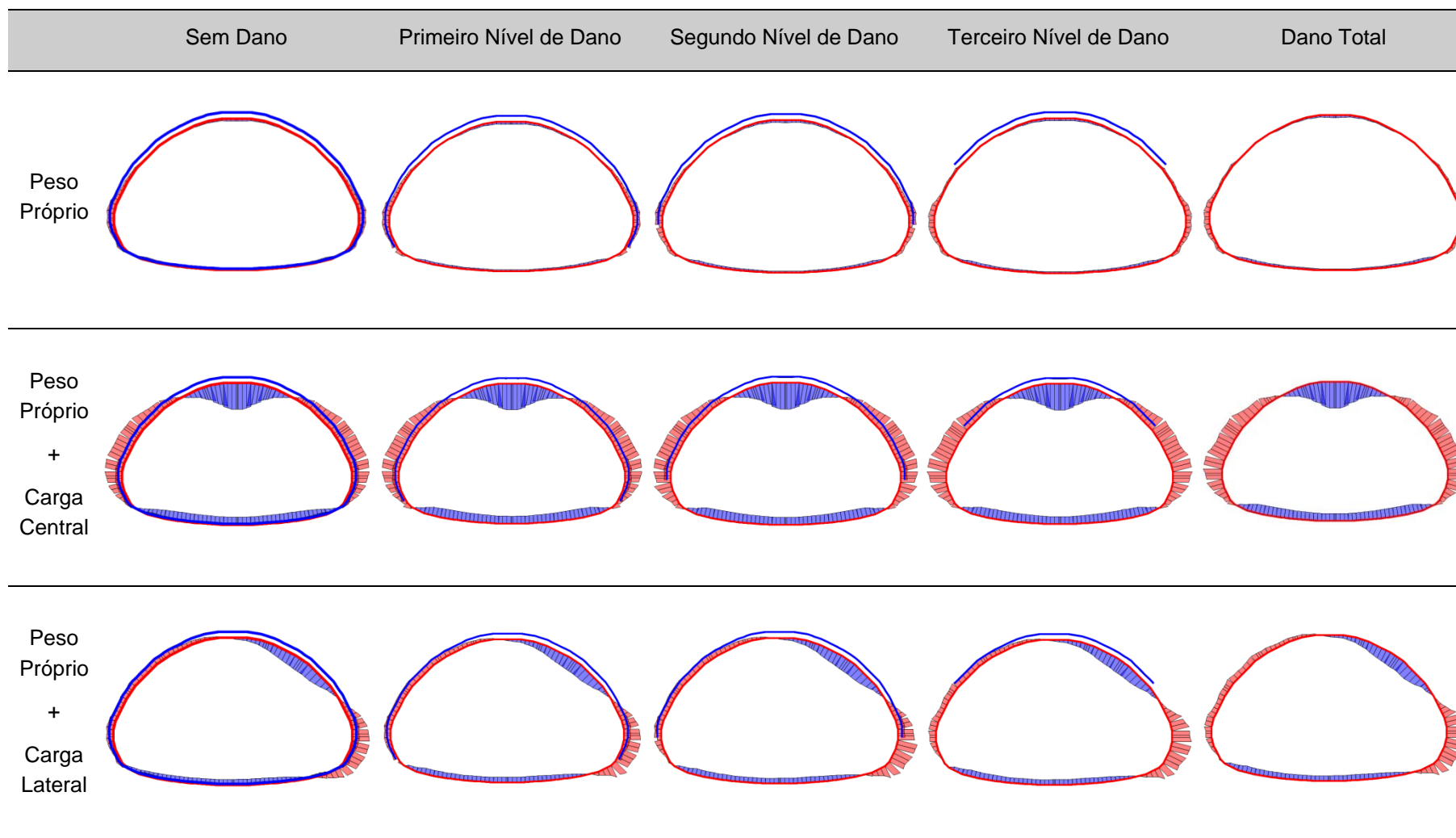
A estrutura reforçada tem comportamentos diferentes nas diferentes fases de danificação do aço corrugado. Esta evolução pode ser analisada com apoio do Quadro 4.4. e Quadro 4.5. onde se mostram os diagramas de esforços axiais e momentos fletores, respetivamente, para as fases de danificação da estrutura metálica, quando o modelo é carregado com os casos de carga que têm vindo a ser estudados.

Percebe-se que com a evolução da danificação do aço corrugado os esforços axiais, que antes existiam na parte agora inexistente da estrutura metálica, passam a ser acarretados pela secção de betão armado. Sendo assim, nas situações intermédias de danificação, a estrutura de betão tem zonas com esforços axiais reduzidos, onde ainda existe aço corrugado, e zonas com esforços axiais elevados, onde o aço se encontra danificado.

Quadro 4.4. - Diagramas de esforços axiais devido às ações dos diferentes casos de carga nas diferentes situações de danificação do aço corrugado



Quadro 4.5. - Diagramas de momentos fletores devido às ações dos diferentes casos de carga nas diferentes situações de danificação do aço corrugado



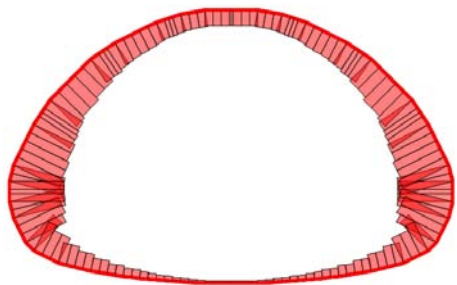
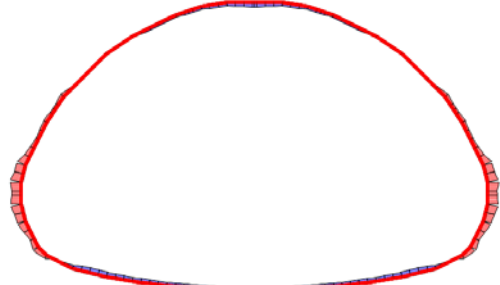
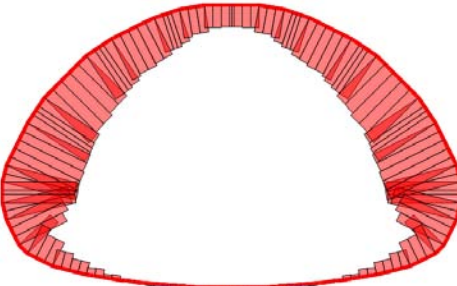
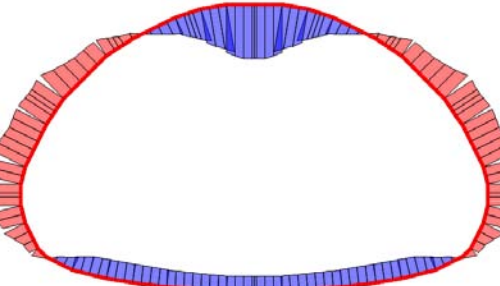
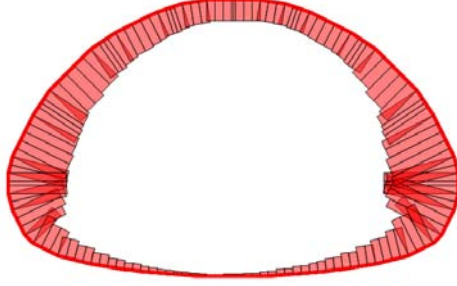
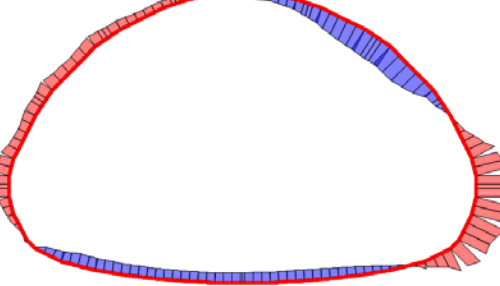
Quando este fenómeno de transição dos esforços da estrutura de aço para a estrutura de betão acontece, dão-se pequenas deformações na direção do eixo principal dos elementos de betão, causando assim o aumento dos esforços axiais. Como neste fenómeno as deformações que se dão fora do eixo principal dos elementos são quase impercetíveis, o aumento dos valores de momentos fletores é muito reduzido.

4.3.3. ESTRUTURA REFORÇADA COM A ESTRUTURA DE AÇO CORRUGADA TOTALMENTE DANIFICADA

Nesta última fase a analisar tendo em conta o efeito do faseamento construtivo, pondera-se o caso extremo de todo o aço ser corroído ou danificado depois de efetuado o reforço da estrutura.

No Quadro 4.6. mostram-se os diagramas, e respetivos valores máximos, de esforço axial e momentos fletores.

Quadro 4.6. - Esforços axiais e momentos fletores na estrutura de reforçada, analisada com faseamento construtivo, devido aos diferentes casos de carga e respetivos valores máximos - danificação total do aço

	Esforços Axiais	Momentos Fletores	
Peso Próprio			
	-136 kN	-6 kN.m	3 kN.m
Peso Próprio + Carga Central			
	-180 kN	-23 kN.m	32 kN.m
Peso Próprio + Carga Lateral			
	-181 kN	-22 kN.m	14 kN.m

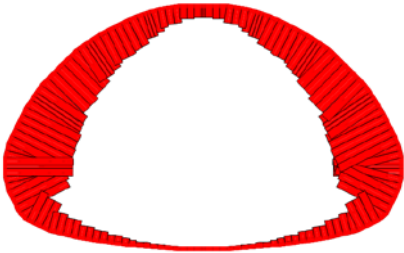
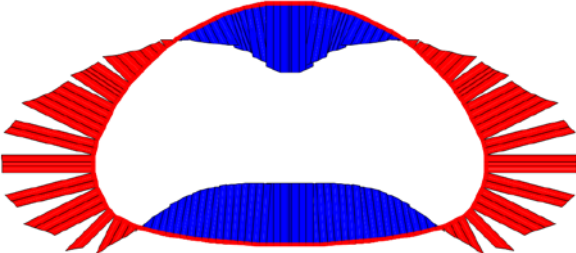
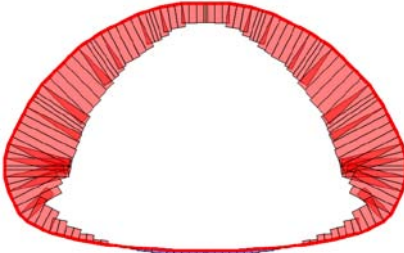
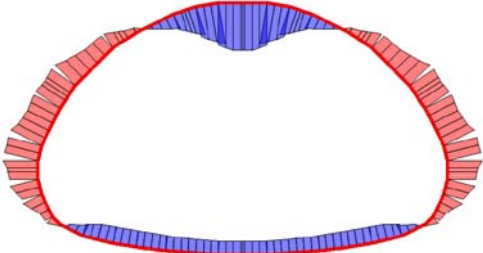
Em relação à fase que se viu anteriormente, onde a estrutura estava já reforçada e o aço corrugado ainda não se encontrava danificado, observa-se que os valores dos esforços de momentos se encontram praticamente inalterados e os valores dos esforços axiais sofrem um grande aumento. Isto acontece devido à estrutura de betão passar a suportar as tensões que antes eram suportadas pela estrutura de aço corrugado, como já explicado no ponto anterior.

Devido à boa resistência do betão à compressão, o aumento de esforços axiais não é prejudicial. Como os momentos fletores se mantêm semelhantes podemos dizer que situação de fendilhação também se mantém em relação à situação reforçada em que o aço corrugado ainda não se encontrava danificado.

4.3.4. COMPARAÇÃO COM A ANÁLISE LINEAR

De maneira a confrontar os dois tipos de análise estudados, são apresentados no Quadro 4.7. os diagramas e valores máximos dos esforços da estrutura reforçada, obtidos através dos dois tipos de análise, quando submetida à ação do peso próprio e da carga pontual central. No que toca à análise com faseamento construtivo apresenta-se os resultados da fase onde o aço corrugado se encontra totalmente danificado devido a ser a situação mais gravosa.

Quadro 4.7. - Comparação dos esforços axiais e momentos fletores na estrutura reforçada analisada linearmente e com faseamento construtivo

	Esforços Axiais	Momentos Fletores	
Análise Linear			
	-188 kN	-64 kN.m	48 kN.m
Análise com faseamento			
	-180 kN	-23 kN.m	32 kN.m

Observa-se que os esforços axiais são muito semelhantes. Tal deve-se ao facto da estrutura de betão analisada com faseamento construtivo se encontrar a suportar todo o carregamento uma vez que toda a estrutura de aço se encontra danificada.

No entanto, a nível de momentos flectores há uma grande diferença de comportamento. Os momentos obtidos a partir da análise linear apresentam valores muito mais elevados que os retirados da análise com faseamento construtivo.

Devido ao facto da estrutura de betão não ser submetida directamente a ação do peso próprio do solo, mas sim apenas a suportar por intermédio da danificação da estrutura metálica, não se dão as deformações transversais que se dão num caso em que a estrutura seja directamente aterrada. Sendo assim, a inexistência de deformações transversais faz com que não haja um aumento nos momentos flectores. Pode-se então afirmar que a análise com faseamento é importante para que seja bem retratado o comportamento das estruturas reforçadas.

4.4. AÇÃO DE SOBRECARGAS REGULAMENTARES

Neste ponto pretende-se avaliar qual o tipo de sobrecarga mais condicionante para a estrutura reforçada que se tem vindo a estudar utilizando o método de análise que considera o efeito do faseamento construtivo. Serão estudados os dois tipos de sobrecargas baseados nos considerados para pontes rodoviárias pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (Diário da República 1983).

O primeiro tipo de sobrecarga consiste na ação de um veículo tipo de três eixos, distanciados entre si de 1,5m, cada um com duas rodas separadas de 2,0m. São transmitidos 200 kN por cada eixo, ou seja, 100 kN por cada roda.

O segundo tipo de sobrecarga consiste na ação de uma carga uniformemente distribuída transversal que transmite 50 kN/m.

4.4.1. EQUIVALÊNCIA DAS AÇÕES DA CARGA DO VEÍCULO TIPO

A aplicação do primeiro tipo de sobrecarga, a ação do veículo tipo, consiste na aplicação de um conjunto de cargas pontuais no modelo. Como estas cargas pontuais são aplicadas em dois planos de profundidade diferentes, na terceira dimensão, a sua atuação real na estrutura não coincide com a atuação das cargas totais por eixo, no modelo bidimensional.

Para ser possível utilizar o modelo de análise com faseamento construtivo bidimensional, optou-se por encontrar um fator de equivalência, o qual se denominou β , entre os valores máximos de esforços axiais resultantes no modelo tridimensional e os valores máximos de esforços axiais no modelo bidimensional. Este fator é equacionado de maneira a se obter um valor de esforço axial máximo, no modelo bidimensional, idêntico ao valor de esforço axial máximo do modelo tridimensional quando se multiplica os valores das cargas iniciais do modelo bidimensional por β .

Decidiu-se utilizar os valores de esforços axiais para fazer esta relação devido aos momentos flectores no aço corrugado serem muito reduzidos. Para a determinação deste fator carregou-se o modelo apenas com a sobrecarga sem ter em conta a ação do peso próprio.

Na Fig. 4.1. pode-se observar o posicionamento das cargas atuantes e respetivos esforços axiais no modelo bidimensional utilizado no processo de determinação do fator β . Optou-se por carregar este modelo com o valor de carga transmitido por cada eixo de maneira a obter um valor de β de interpretação intuitiva. O valor máximo de esforços axiais registado devido a este carregamento é de - 333,04 kN.

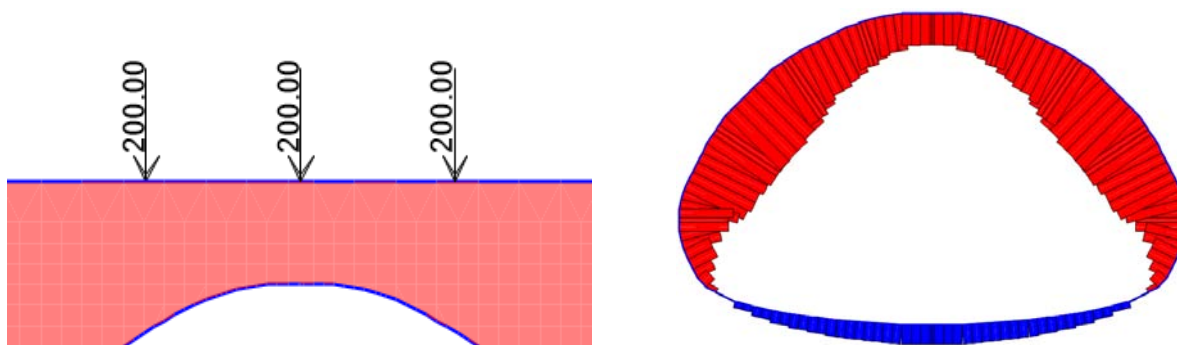


Fig. 4.1. - Posicionamento e valor das cargas aplicadas, à esquerda, e diagrama de esforços axiais, à direita, para a ação do veículo tipo no modelo bidimensional

Na Fig. 4.2. pode-se observar o posicionamento das cargas atuantes e respectivos esforços axiais no modelo tridimensional utilizado no processo de determinação do fator β . As cargas estão dispostas com a direção dos eixos do veículo perpendicular ao eixo da via situada por cima da passagem hidráulica.

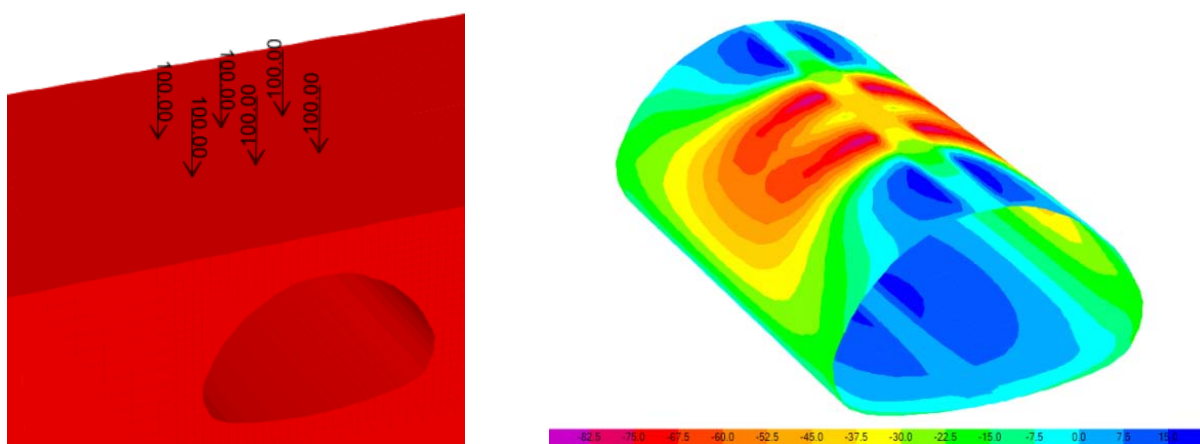


Fig. 4.2. - Posicionamento e valor das cargas aplicadas, à esquerda, e diagrama de esforços axiais, à direita, para a ação do veículo tipo no modelo tridimensional

Para equiparar os resultados do modelo tridimensional aos do modelo bidimensional de 1m de espessura, calculou-se o valor médio dos esforços axiais máximos do segmento de 1m da estrutura que os continha. O diagrama de esforços axiais deste segmento pode ser observado na Fig. 4.3..

Calculando o valor médio dos esforços axiais máximos obteve-se o valor de -68,95kN.

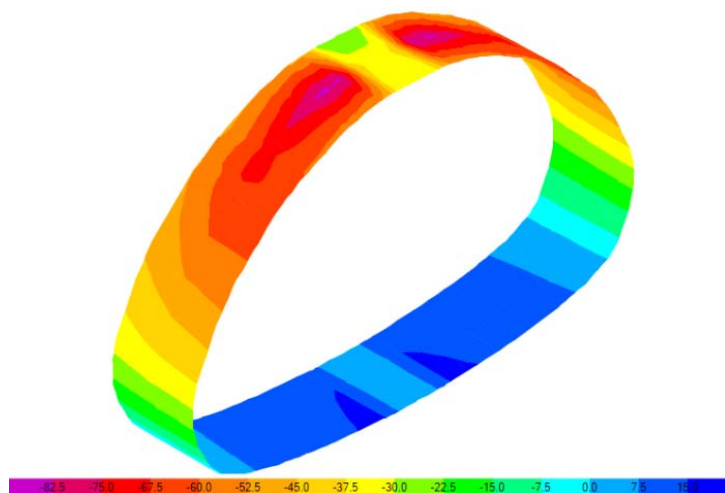


Fig. 4.3. - Diagrama de esforços axiais no segmento da estrutura onde se encontram os esforços máximos

A partir destes dois valores de esforço axial obtém-se o valor de $\beta = 0,2255$. Por simplificação decidiu-se aproximar o valor de β para 0,25. Com o valor do fator determinado, multiplicou-se β pelo valor das cargas inicialmente aplicadas no modelo bidimensional para obter o valor de cargas a utilizar no modelo de análise com faseamento construtivo. Pode-se observar na Fig. 4.4. as características do carregamento a utilizar como ação do veículo tipo para a comparação de efeitos com a ação da carga transversal, também denominada neste trabalho por carga de faca.

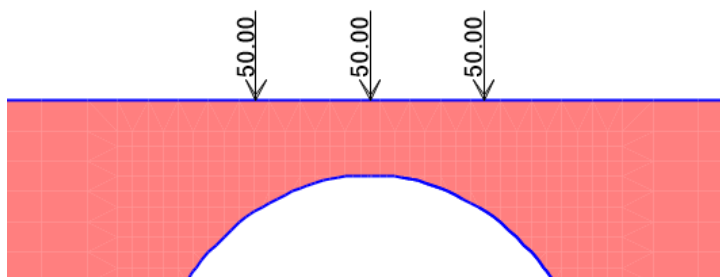


Fig. 4.4. - Posicionamento e valor das cargas aplicadas para a ação do veículo tipo no modelo bidimensional tendo em conta o valor de equivalência β

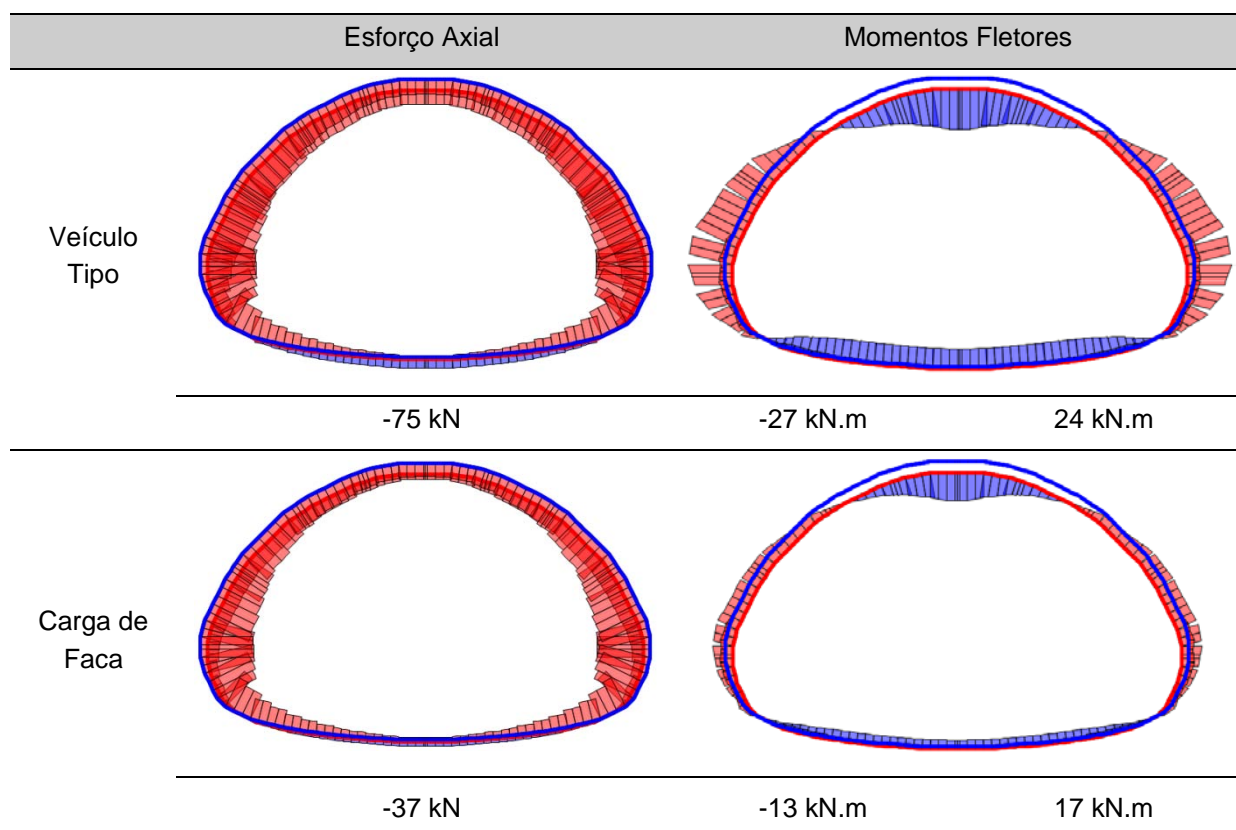
4.4.2. COMPARAÇÃO DA AÇÃO DA CARGA DE FACA COM A AÇÃO DO VEÍCULO TIPO

Para efetuar esta comparação utilizou-se o mesmo processo de análise e o mesmo faseamento que foi utilizado anteriormente. Foram analisadas as respostas da estrutura, nas diversas fases de análise, submetida à ação da carga do veículo tipo afetada pelo fator β calculado no ponto anterior e à carga de faca de 50kN/m, ambas conjugadas com a ação do peso próprio tanto da estrutura como do solo. Por simplificação, apresenta-se o caso de carga onde atuam a carga do veículo afetada do fator β e o peso próprio por "Veículo Tipo" e o caso de carga onde atuam a carga transversal e o peso próprio por "Carga de Faca".

4.4.2.1. Estrutura sem dano no aço corrugado

No Quadro 4.8. são apresentados os diagramas, e respetivos valores máximos de esforços na secção de betão devido à ação dos dois casos de carga anteriormente referidos na situação em que a estrutura já se encontra reforçada mas ainda não existe danificação da secção de aço corrugado.

Quadro 4.8. - Esforços axiais e momentos fletores na estrutura de reforçada, analisada tendo em conta o faseamento construtivo, devido aos dois tipos de sobrecarga e respetivos valores máximos no betão - nível 0 de danificação do aço

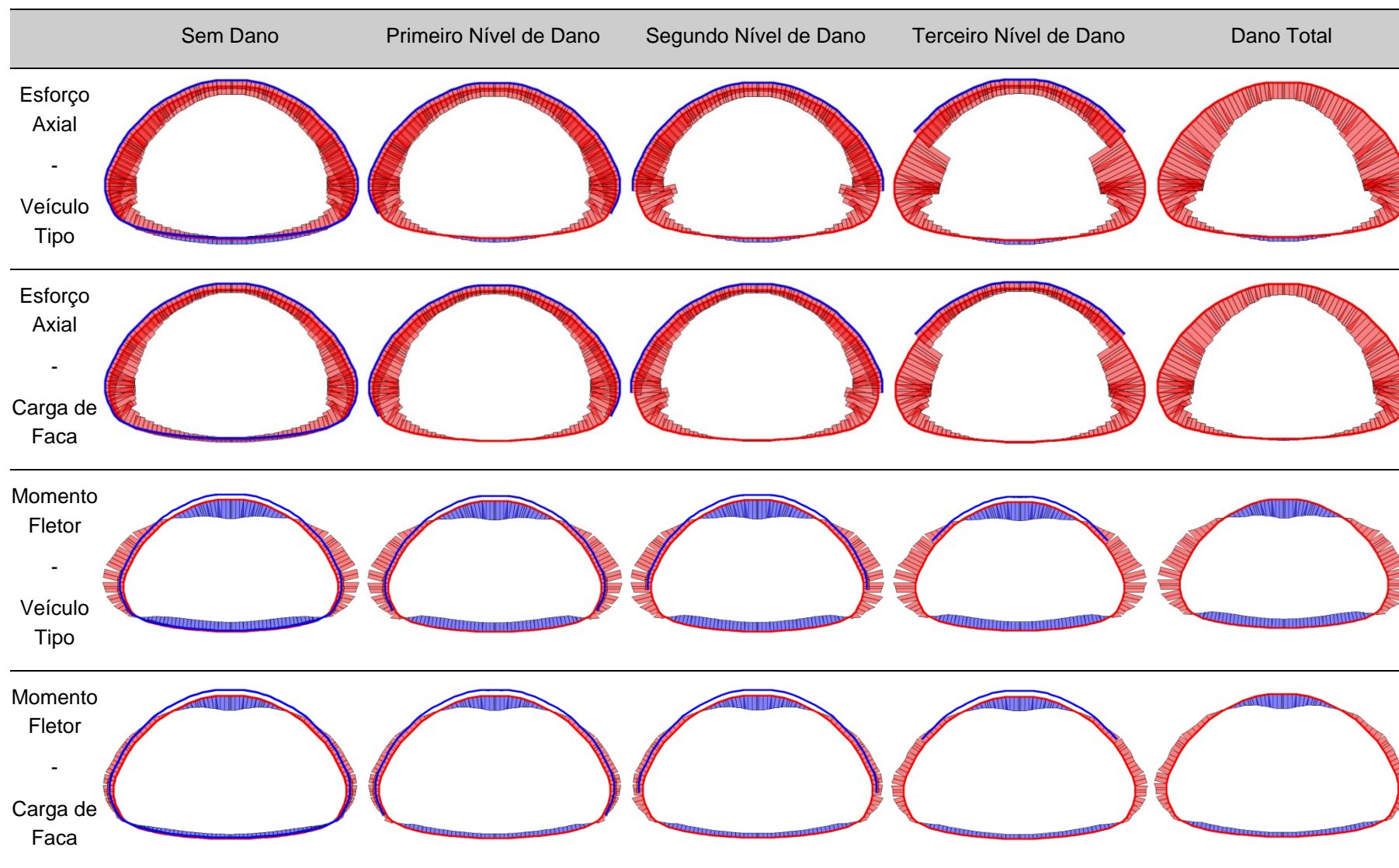


Interpretando os diagramas apresentados pode-se afirmar que, apesar da carga do veículo já se encontrar diminuída pelo fator β , os esforços da estrutura reforçada, e mais especificamente da secção de betão, são mais afetados pela ação do veículo tipo do que pela ação da carga de faca, tanto no caso de esforços axiais como de momentos fletores.

4.4.2.2. Evolução do dano no aço corrugado

Para que haja uma melhor perceção da evolução dos esforços axiais e momentos fletores com o aumento da danificação do aço corrugado quando a estrutura está submetida aos dois casos de carga estudados, mostra-se no Quadro 4.9. os diagramas destes esforços para todas as fases de danificação.

Quadro 4.9. - Diagramas de esforços axiais e momentos fletores devido aos dois tipos de sobrecarga nas diferentes situações de danificação do aço corrugado

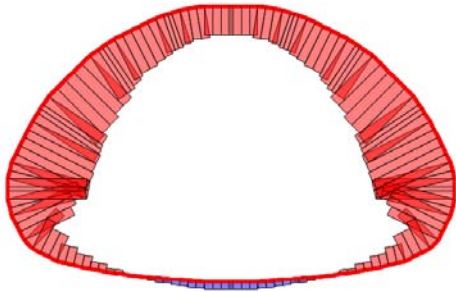
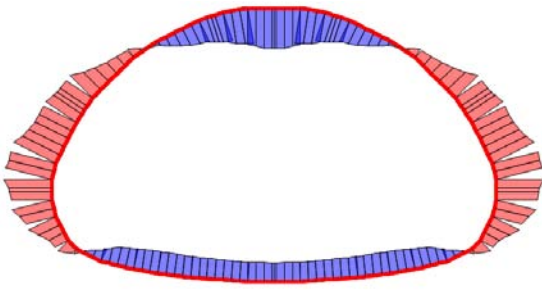
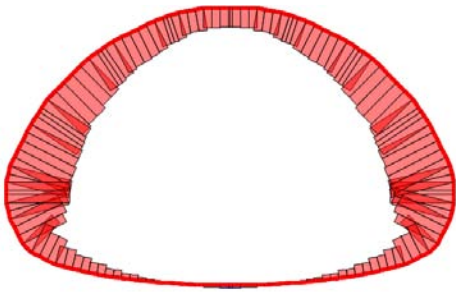
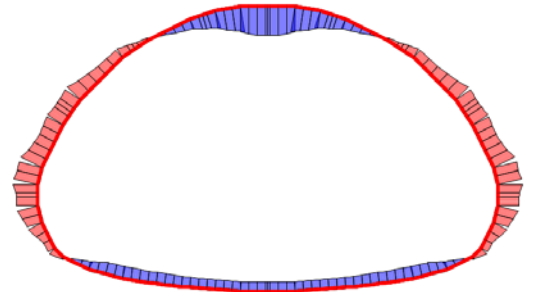


Tendo em conta a evolução estudada no ponto anterior, esta evolução mantém o comportamento esperado. Os momentos fletores não aumentam muito em nenhum dos casos, sendo que os momentos devidos à ação do veículo tipo são em todas as fases maiores do que os que se devem à ação da carga de faca. Em termos de esforço axial, depara-se com a transição dos esforços do aço para o betão à medida que o primeiro vai ficando danificado. Também em relação a estes esforços se pode dizer que a influência da ação do veículo tipo é maior do que a da carga de faca em todas as fases.

4.4.2.3. Estrutura com o aço corrugada totalmente danificado

No Quadro 4.10. são apresentados os diagramas, e respetivos valores máximos de esforços na estrutura de betão, devido à ação dos dois casos de carga na última fase da análise, ou seja, na situação em que a estrutura de aço corrugado se encontra totalmente danificada.

Quadro 4.10. - Esforços axiais e momentos fletores na estrutura de reforçada, analisada tendo em conta o faseamento construtivo, devido aos dois tipos de sobrecarga e respetivos valores máximos - danificação total do aço

	Esforço Axial	Momentos Fletores	
Veículo Tipo			
	-198 kN	-29 kN.m	24 kN.m
Carga de Faca			
	-157 kN	-15 kN.m	17 kN.m

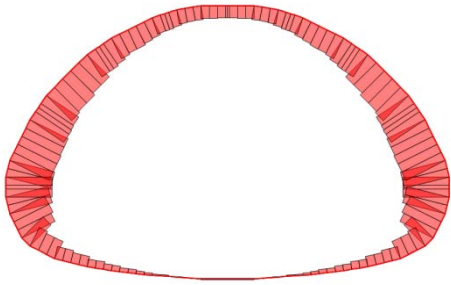
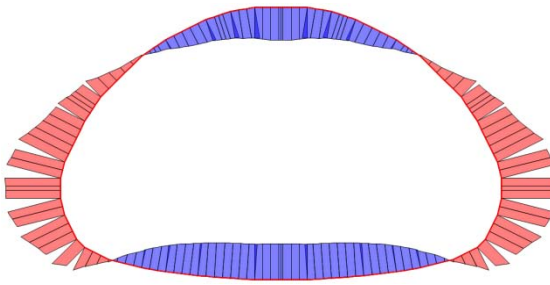
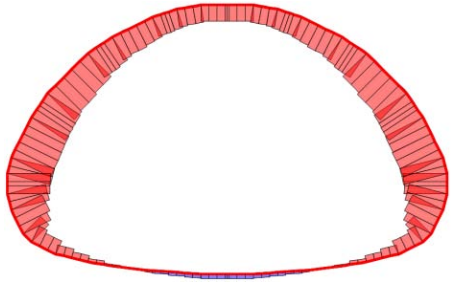
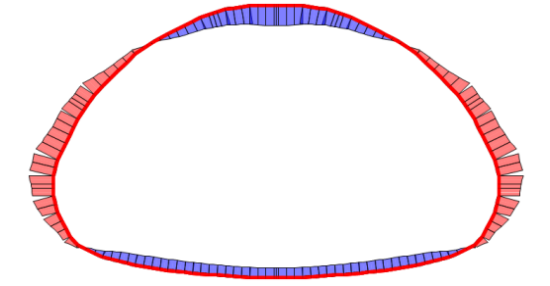
Compreende-se que o comportamento da estrutura segue sempre a mesma direção, dado que a ação do veículo continua a ter mais influência tanto nos esforços axiais como nos momentos fletores. Como já visto no ponto anterior, os esforços axiais que eram antes suportados pela estrutura metálica foram transmitidos para a estrutura de reforço. Vê-se também que os momentos fletores não aumentaram muito, pelo que se pode concluir que as deformações fora do eixo principal da secção não são significativas.

4.5. COMPARAÇÃO DE DOIS CASOS EXTREMOS DE DIMENSIONAMENTO

Este ponto tem o intuito de demonstrar a divergência de resultados entre uma análise linear e uma análise considerando o efeito do faseamento construtivo, em ambas afetando o valor do carregamento do fator de equivalência β , aplicando-as ao dimensionamento de armaduras de betão armado. Para tal atribuiu-se coeficientes de segurança às ações. Para as cargas permanentes, ou seja, efeito da ação do peso próprio, atribuiu-se um coeficiente de segurança de 1,35. A carga variável que se utilizou foi a considerada mais gravosa no ponto anterior, isto é, a carga do veículo tipo. A esta carga variável atribuiu-se um coeficiente de segurança de 1,5.

No Quadro 4.11. são mostrados os diagramas e respetivos valores máximos de esforços axiais e momentos fletores para estas duas abordagens de análise.

Quadro 4.11. - Esforços axiais e momentos fletores na secção de betão da estrutura reforçada consoante os dois tipos de análise a estudar

	Esforço Axial		Momentos Fletores	
Análise Linear				
	-286 kN	6 kN	-98 kN.m	63 kN.m
Análise com Faseamento				
	-277 kN	30 kN	-43 kN.m	36 kN.m

A partir da análise do quadro anterior é perceptível a diferença de resultados nestas duas possíveis abordagens de dimensionamento. Para proceder ao dimensionamento deve-se olhar para duas zonas de cada abordagem. A primeira será a zona que contém os momentos fletores máximos, que coincide com a zona que comporta o maior esforço axial de compressão nas duas abordagens. A segunda será a zona com maior nível de trações, na parte inferior da estrutura. Nesta zona os momentos fletores têm valores de 63,15 kN.m na abordagem da análise linear e 17,15 kN.m na abordagem com faseamento construtivo.

Para alcançar as percentagens de armadura necessárias, ρ , recorreu-se ao Ábaco 1 do livro Tabelas e Ábacos (Barros and Figueiras 2010). Calcularam-se os valores necessários para atingir os valores de

percentagem de armadura através das fórmulas do Ábaco 1, a partir dos valores de esforços axiais e momentos fletores apresentados anteriormente. Estes valores calculados são apresentados no Quadro 4.12. tal como os valores de ρ correspondentes.

Quadro 4.12. - Valores de percentagem de armadura necessários nas situações mais gravosas de cada tipo de análise e valores necessários para conhecer ρ

Análise Linear	Compressão	$v = 0,1074$ $\mu = 0,1834$	$\bar{\omega} = 0,36$	$\rho = 1,104\%$
	Tração	$v = -0,0023$ $\mu = 0,1184$	$\bar{\omega} = 0,29$	$\rho = 0,889\%$
Análise com Faseamento	Compressão	$v = 0,1040$ $\mu = 0,0804$	$\bar{\omega} = 0,09$	$\rho = 0,276\%$
	Tração	$v = -0,0111$ $\mu = 0,0322$	$\bar{\omega} = 0,10$	$\rho = 0,307\%$

Estes valores mostram a influência que diferentes tipos de abordagem têm no dimensionamento. Ambas as abordagens são possíveis, no entanto uma abordagem mais simplista, apesar de conservativa, resulta em soluções de armadura muito menos económicas. Por outro lado com menores necessidades de armadura é possível aplicar soluções de armadura com diâmetros muito inferiores. Esta condição em conjunto com a percentagem de armadura mais baixa conduz a larguras de fendas de dimensões muito mais reduzidas, o que leva a menor infiltração de água no betão. Esta conjuntura leva a menor corrosão das armaduras do betão armado, levando portanto a menor perda de secção das mesmas e menores avarias no betão, como por exemplo delaminação e descamação.

5

Conclusão

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo do presente trabalho foram desenvolvidos vários modelos de elementos finitos para análise de uma estrutura de aço corrugado, baseada numa passagem hidráulica existente. A partir destes modelos foi possível extrair várias conclusões sobre o comportamento deste tipo de estruturas, sobre o comportamento que adquirem quando reforçadas e sobre os diferentes métodos de análise passíveis de serem utilizados.

Foi de extrema importância o grande conhecimento adquirido em termos de interação solo-estrutura. Percebeu-se que a variação da profundidade a que se encontra a passagem hidráulica em relação à cota da via tem uma grande influência no comportamento da estrutura, ao contrário do que acontece com a variação da deformabilidade do solo. Esta altura de recobrimento é importante para que as ações de carregamentos pontuais não se façam sentir excessivamente na estrutura, provocando momentos fletores indesejáveis. Estes momentos fletores consideram-se bastante prejudiciais devido à flexibilidade da estrutura ser muito elevada e portanto estes momentos serem resultado de deformações elevadas na estrutura de aço corrugado.

Confirmou-se o interesse da análise com faseamento construtivo para o estudo das estruturas reforçadas. Este tipo de análise proporciona resultados muito mais realistas do que a análise linear da estrutura de reforço isolada. Para além de mais realistas estes resultados comportam esforços de valores mais reduzidos. Com este tipo de análise foi possível acompanhar a evolução do comportamento da estrutura desde o seu estado inicial não reforçado, passando pela fase da estrutura acabada de reforçar e diversos estados de danificação do aço corrugado, obtendo assim um conhecimento muito amplo do comportamento da estrutura ao longo do seu tempo de vida.

A possibilidade de estudar o comportamento tridimensional da estrutura foi uma mais-valia para este trabalho. O comportamento da estrutura e a interação solo-estrutura são muito melhor caracterizados num modelo tridimensional, devido a se conseguir perceber a dispersão das cargas pontuais na terceira dimensão. Este estudo mostrou que a influência real destas cargas na estrutura é muito menor que a das mesmas quando aplicadas num contexto bidimensional, devido a não se dispensarem apenas numa direção, mas sim em duas.

Após confirmado o interesse da análise com faseamento construtivo e da influência tridimensional das cargas pontuais, foi possível fazer uma comparação de uma situação de dimensionamento, onde estas duas condições estivessem incorporadas, com uma análise linear, também para dimensionamento, da estrutura de reforço isolada, com as cargas pontuais aplicadas diretamente no modelo bidimensional. Desta comparação, entendeu-se que os resultados destas duas abordagens, possíveis, de

dimensionamento originavam soluções bastante díspares. Sendo ambas as soluções possíveis, a primeira apresenta percentagens de armadura necessária muito mais reduzidas, permitindo assim o menor gasto de armadura e menor abertura de fendas.

A execução deste trabalho ampliou abundantemente os conhecimentos de projeto deste género de estruturas, tal como os conhecimentos gerais de projeto com faseamento construtivo e de cálculo automático de estruturas recorrendo a programas que utilizam método dos elementos finitos, tanto bidimensional como tridimensionalmente.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No âmbito de trabalhos a serem desenvolvidos futuramente sobre estruturas de atravessamento de aço corrugado e reforço das mesmas, seria interessante executar um estudo mais aprofundado no que toca ao tipo de análise a efetuar.

Em relação ao estudo do comportamento do solo que envolve a estrutura, seria importante incluir na análise o comportamento não linear deste material. Este desenvolvimento levaria a compreender se este fenómeno tem implicações no funcionamento da estrutura, mais propriamente nos pontos de maior tensão no solo onde este efeito não linear pode ter alguma interferência.

Aquando do estudo de estruturas reforçadas ou a reforçar com betão armado, a fissuração deste material pode resultar em desfechos diferentes dos apontados neste trabalho. Uma análise tendo em conta a não linearidade de comportamento do betão poderia ser proveitosa para se poder aprofundar o conhecimento sobre o comportamento destes casos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Iron And Steel Institute. 2007. *Handbook of Steel Drainage and Highway Construction Products*, Corrugated Steel Pipe Institute.
- Armco Staco. *MP152*.
- Barros, Helena, and Joaquim Figueiras. 2010. *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2*.
- Diário da República. 1983. *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes.
- Matthews, John C., Jadranka Simicevic, Maureen A. Kestler, and Rob Piehl. 2012. *Decision Analysis Guide for Corrugated Metal Culvert Rehabilitation and Replacement Using Trenchless Technology*, United States Department of Agriculture.
- National Corrugated Steel Pipe Association. 2013. *Installation Manual for Corrugated Steel Pipe*.
- New South Wales Government. 2009. *Rehabilitation Guideline for Corrugated Steel Culvert*, Roads and Maritime Services.
- Pinto, Daniel Ramos Bárbara Cunha. 2008. *Análise de passagens hidráulicas enterradas constituídas por Box Culverts*, Tese de Mestrado Integrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- State of Queensland. 2015. *Criteria for Inspection, Life Extension and Rehabilitation of Circular Corrugated Metal Culvert*, Department of Transport and Main Roads.
- Thompson, Bill. 2010. *Culvert Rehabilitation & Invert Lining using Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composite*, Maine Department of Transportation.
- Wagener, Bruce D., and Eric E. Leagjeld. 2014. *Culvert Repair Best Practices, Specifications and Special Provisions – Best Practices Guidelines*, Minnesota Department of Transportation.